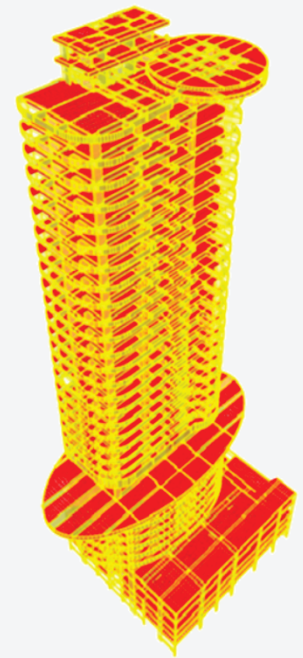
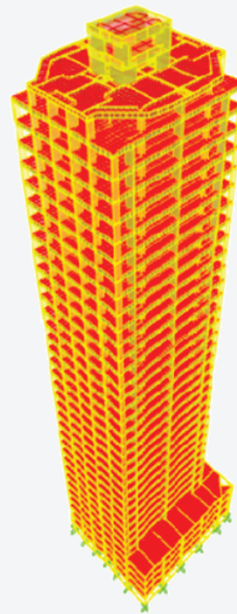
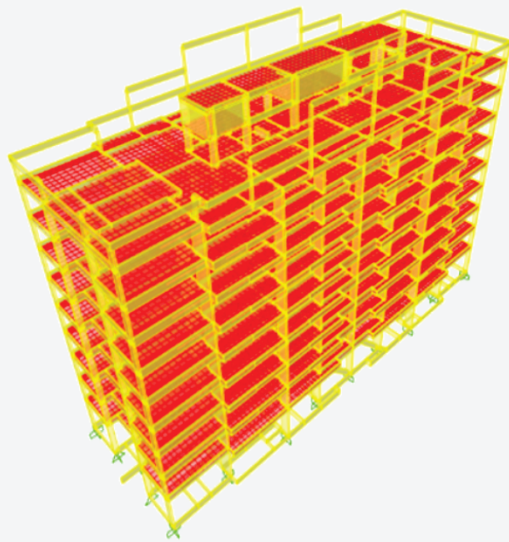
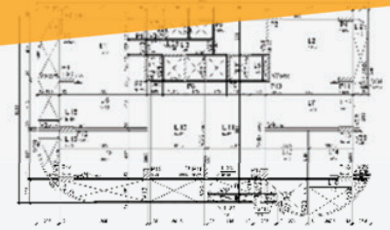
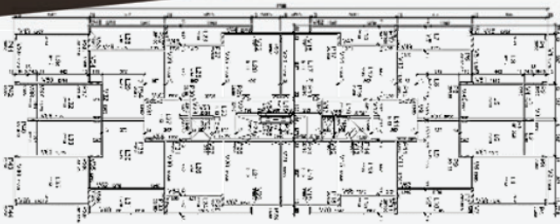


Volume 10, Number 5

October, 2017

ISSN 1983-4195



Contents

Compressive strength values dispersion of side-mixed and ready-mixed concretes

A. ALVES, F. SANTOS, A. DEOGENES, K. MOREIRA and E. MESQUITA

Optimization of the bending stiffness of beam-to-column and column-to-foundation connections in precast concrete structures

R. R. R. COSTA, M. C. V. LIMA, G. M. S. ALVA and E. S. MAGALHÃES

Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes

B. L. DAMINELI, R. G. PILEGGI and V. M. JOHN

Characterization of test specimens produced in reduced size for X-ray microtomography (μ -CT) tests

E. E. BERNARDES, A. G. DE MAGALHÃES, W. L. VASCONCELOS, E. V. M. CARRASCO, E. H. M. NUNES and L. B. DE LIMA

Reinforced concrete bridge pier ductility analysis for different levels of detailing

R. W. SOARES, S. S. LIMA and S. H. C. SANTOS

Artificial neural networks application to predict bond steel-concrete in pull-out tests

A. LORENZI, B. V. SILVA, M. P. BARBOSA and L. C. P. SILVA FILHO

Experimental study of the influence of friction at the supports on longitudinal shear resistance of composite slabs

R. S. COSTA, A. C. C. LAVALL, R. G. L. SILVA and F. C. RODRIGUES

Evaluation of a proposed model for concrete at mesoscopic scale

D. C. BORGES, W. M. G. QUARESMA, G. R. FERNANDES and J. J. C. PITUBA

Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient

V. V. S. VIEIRA, S. J. RODRIGUES JUNIOR and L. A. C. M. VELOSO

Procedure for decreasing the required time for fire resistance of the multistory buildings

V. P. SILVA, C. N. COSTA and A. R. MELÃO

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000500001>

Editorial Board

- Américo Campos Filho (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Eduardo N. B. Santos Júlio (Editor, IST, Lisboa, Portugal)
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)
- José Márcio Fonseca Calixto (Editor, UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil)
- Leandro Francisco Moretti Sanchez (Editor, University of Ottawa, Ottawa, Canada)
- Mauro Vasconcellos Real (FURG, Rio Grande, RS, Brazil)
- Rafael Giuliano Pileggi (Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Roberto Caldas de Andrade Pinto (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes (Editor, UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Túlio Nogueira Bittencourt (Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Antonio Carlos R. Laranjeiras (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil)
- Bernardo Horowitz (UFPE, Recife, PE, Brazil)
- Denise C. C. Dal Molin (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, 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)
- Guilherme Sales Melo (Former Editor, UnB, Brasília, DF, Brazil)
- Ivo José Padaratz (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Joaquim Figueiras (FEUP, Porto, Portugal)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Mounir Khalil El Debs (USP, São Carlos, SP, Brazil)
- Nicole Pagan Hasparyk (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Osvaldo Luís Manzoli (UNESP, Bauru, SP, Brazil)
- Paulo Helene (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Paulo Monteiro (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- P.K. Mehta (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- Pedro Castro Borges (CINVESTAV, México, D.F., México)
- Romilde Almeida de Oliveira (Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho (Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Vladimir Antonio Paulon (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

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

We are now releasing the fifth issue of 2017 of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 10, Number 5, October 2017), with ten articles approaching relevant topics on concrete structures and materials. The first article addresses the dispersions of the compressive strength of concretes mixtures, focusing on the influence of the workers team. The second article describes the optimization of the bending stiffness of beam-to-column and column-to-foundation connections in precast concrete structures, modelled with finite elements. The third article discusses the influence of packing and particles dispersion on the cement content of concrete. For the fourth article, axial compression tests were performed on specimens of reduced size. The total porosity was assessed by an apparent density and solid fraction density ratio, obtained, respectively, by means of mercury and helium pycnometry and μ -CT microtomography techniques. The fifth article reports an investigation on the influence of the transverse reinforcement detailing on the ductility of the reinforced concrete column. The sixth article aims to correlate the results of pull-out bond tests with its variables applying artificial neural networks. The seventh article aims at assessing the behavior of composite slabs, considering the influence of friction at the sheeting-concrete interface in the support region. The eighth article proposes a model for the numerical simulation of the mechanical behavior of quasi-brittle materials. Numerical examples involving the microcracking process are provided to illustrate the performance of the proposed modeling. The ninth article is intended to evaluate the efficiency of the γ_z coefficient as a global stability parameter. A comparative analysis was performed in several idealized structures, from which an approximate equation was obtained for computing the critical load factor based on the γ_z coefficient. This equation was validated by numerical analysis of actual reinforced concrete buildings. The purpose of the last article in this issue is to discuss the equivalent time method, a procedure for decreasing the required time for fire resistance of the multistory buildings detailed in the Brazilian standard ABNT NBR 15200: 2012.

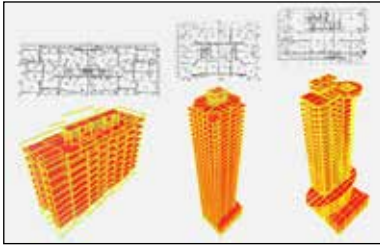
We acknowledge the dedication of authors and reviewers, responsible for the quality of this issue.

Américo Campos Filho, Eduardo N. B. Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

Estamos lançando a quinta edição de 2017 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 10, Número 5, outubro de 2017), com dez artigos abordando tópicos relevantes sobre materiais e estruturas de concreto. O primeiro artigo aborda as dispersões da resistência à compressão de misturas de concreto, com foco na influência da equipe de execução. O segundo artigo descreve a otimização da rigidez à flexão de conexões viga-pilar e pilar-fundação em estruturas de concreto pré-moldado, modeladas com elementos finitos. O terceiro artigo discute a influência de empacotamento e dispersão de partículas no teor de cimento do concreto. Para o quarto artigo, foram realizados testes de compressão axial em espécimes de tamanho reduzido. A porosidade total foi avaliada por meio da relação entre a densidade aparente e a densidade da fração sólida, obtidas, respectivamente, por meio de picnometria de mercúrio e hélio e pela técnica de microtomografia μ -CT. O quinto artigo relata uma investigação sobre a influência do detalhamento do reforço transversal sobre a ductilidade do pilar de concreto armado. O sexto artigo visa correlacionar os resultados de ensaios de arrancamento (pull-out – ensaio de aderência) com suas variáveis por meio de redes neurais artificiais. O sétimo artigo tem como objetivo avaliar o comportamento de lajes mistas, considerando a influência do atrito nos apoios. O oitavo artigo propõe um modelo para a simulação numérica do comportamento mecânico de materiais quase frágeis. Exemplos numéricos envolvendo o processo de microfissuração são apresentados para ilustrar o desempenho da modelagem proposta. O nono artigo destina-se a avaliar a eficiência do coeficiente γ_z como um parâmetro de estabilidade global. Uma análise comparativa foi realizada em várias estruturas idealizadas, formulando uma equação aproximada para o cálculo do fator de carga crítico com base no coeficiente γ_z . Essa equação foi validada por análise numérica de edifícios reais de concreto armado. O objetivo do último artigo nesta edição é discutir o método do tempo equivalente, um procedimento para diminuir o tempo necessário para a resistência ao fogo de edifícios projetados de acordo com a norma brasileira ABNT NBR 15200:2012.

Agradecemos a dedicação dos autores e revisores, responsáveis pela qualidade desta edição.

Américo Campos Filho, Eduardo N. B. Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores



Cover: NUMERICAL MODELS FOR GLOBAL STABILITY
ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Courtesy: V. V. S. VIEIRA, UFPA, BELÉM, PA



IBRACON

**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 Espírito 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

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

José Márcio Fonseca Calixto
(Brazil)

Leandro Franscisco Moretti Sanchez
(Canada)

Mauro Vasconcelos Real
(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

Volume 10, Number 5

October, 2017

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Compressive strength values dispersion of side-mixed and ready-mixed concretes

A. ALVES, F. SANTOS, A. DEOGENES, K. MOREIRA and E. MESQUITA

972

Optimization of the bending stiffness of beam-to-column and column-to-foundation connections in precast concrete structures

R. R. R. COSTA, M. C. V. LIMA, G. M. S. ALVA and E. S. MAGALHÃES

985

Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes

B. L. DAMINELI, R. G. PILEGGI and V. M. JOHN

998

Characterization of test specimens produced in reduced size for X-ray microtomography (μ -CT) tests

E. E. BERNARDES, A. G. DE MAGALHÃES, W. L. VASCONCELOS, E. V. M. CARRASCO, E. H. M. NUNES and L. B. DE LIMA

1025

Reinforced concrete bridge pier ductility analysis for different levels of detailing

R. W. SOARES, S. S. LIMA and S. H. C. SANTOS

1042

Artificial neural networks application to predict bond steel-concrete in pull-out tests

A. LORENZI, B. V. SILVA, M. P. BARBOSA and L. C. P. SILVA FILHO

1051

Experimental study of the influence of friction at the supports on longitudinal shear resistance of composite slabs

R. S. COSTA, A. C. C. LAVALL, R. G. L. SILVA and F. C. RODRIGUES

1075

Evaluation of a proposed model for concrete at mesoscopic scale

D. C. BORGES, W. M. G. QUARESMA, G. R. FERNANDES and J. J. C. PITUBA

1087

Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_2 coefficient

V. V. S. VIEIRA, S. J. RODRIGUES JUNIOR and L. A. C. M. VELOSO

1113

Procedure for decreasing the required time for fire resistance of the multistory buildings

V. P. SILVA, C. N. COSTA and A. R. MELÃO

1141

Aims and Scope

Aims and Scope

The IBRACON Structures and Materials Journal is a technical and scientific 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.

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 subsequentes 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.

Diretoria

Diretoria Biênio 2015/2017

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
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

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
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

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

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

Ana Elisabete P. G. A. Jacintho
Antônio Domingues de Figueiredo
Arnaldo Forti Battagin
Augusto Carlos de Vasconcelos
Bernardo Fonseca Tutikian
Carlos José Massucato
César Henrique Sato Daher
Claudio Sbrighi Neto
Enio José Pazini Figueiredo
Geraldo Cechella Isaia
Inês Laranjeira da Silva Battagin
Iria Lícia Oliva Doniak
Julio Timerman
Luiz Prado Vieira Júnior
Maurice Antoine Traboulsi
Mônica Pinto Barbosa
Nelson Covas
Vladimir Antonio Paulon

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

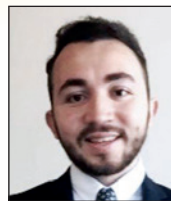
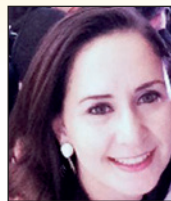
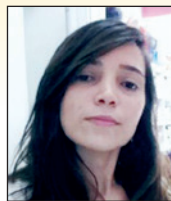
Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP)
Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto (ABCIC)
Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC)
Eletrobras/Furnas Centrais Elétricas S.A.
Intercement Brasil S.A.
Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT)
L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.
Otto Baumgart Indústria e Comércio S.A.
PhD Engenharia Ltda.
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP)

Conselheiros Permanentes

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

Compressive strength values dispersion of side-mixed and ready-mixed concretes

Dispersão dos valores de resistência a compressão de concretos fabricados in situ e em central



A. ALVES^a
andre.eng.civ@hotmail.com

F. SANTOS^a
david-santos@live.com

A. DEOGENES^a
aldeciragd@yahoo.com.br

K. MOREIRA^a
kelvyamoreira@gmail.com

E. MESQUITA^b
e.mesquita@fe.up.pt

Abstract

Compressive strength testing method has been widely used as indirect way for evaluate the concrete quality, due to it simplest execution, reliability of the results achieved and low cost of execution. Independently, if the concrete was side or ready-mixed, it is necessary to achieve the compressive strength requirements stated during structure design, essentially because this parameter allows the obtainment of the average strength of the reinforced concrete structure analyzed. Following, as for ready-mixed, as for side-mixed concretes, it is need to ensure the correspondence between the concrete design parameters and the concrete mixed, namely these parameters are summarized in terms of the compressive strength and homogeneity in the different phases of the construction. This way, the present work aims to do the analysis of the dispersions of the compressive strength of concretes mixtures (corresponding to compressive strength classes of 20, 25, 30, 35 and 40 MPa), and identify some influence factors, in this case, the influence of the workers team variation. Two mixtures (35 MPa and 40 MPa) were ready-mixed, while five of the concrete mixtures were side-mixed, by five different worker's group with same time of experience on concrete's manufacture. The results demonstrate that the variation of the workers team presents a high influence for the homogeneity of the compressive strength of the concrete.

Keywords: compressive strength, quality of concrete, central concrete, concrete side-mixed.

Resumo

O ensaio de resistência a compressão tem sido largamente utilizado como forma indireta para avaliação da qualidade do concreto, devido a sua simplicidade na execução, fiabilidade dos resultados e baixo custo. Independentemente do concreto ser fabricado in situ ou em central, é imprescindível cumprir com os requisitos de resistência a compressão, especialmente porque este requisito permite a obtenção da capacidade resistente das estruturas de concreto armado. Neste seguimento, quer para concretos fabricados em central, quer para concretos fabricados in situ, há a necessidade de se garantir a adequada correspondência aos requisitos de projeto, nomeadamente resumidos em termos da resistência a compressão, e da homogeneidade entre os concretos utilizados nas diversas etapas da construção. Desse modo, este trabalho teve como objetivo analisar as dispersões dos resultados a compressão de sete misturas de concreto (correspondentes as classes de resistência de 20, 25, 30, 35 e 40 MPa), e identificar eventuais fatores de influência, como por exemplo o impacto na variação da equipe de execução. Duas misturas (35 MPa e 40 MPa) correspondem a concretos dosados em central, enquanto cinco das misturas de concreto foram produzidas in situ, por cinco grupos de trabalhadores diferentes com o mesmo tempo de experiência na fabricação do concreto. Os resultados mostraram que a variação dos grupos de trabalhadores apresenta uma elevada influencia para a homogeneidade dos resultados de resistência a compressão do concreto.

Palavras-chave: resistência à compressão, qualidade do concreto, concreto dosado em central, concreto *in situ*.

^a Grupo de Estudos em Estruturas e Materiais - GEM, Department of Civil Engineering, Universidade Estadual Vale do Acaraú, Campus da CIDAO, Sobral, CE, Brazil;
^b CONSTRUCT, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering of University of Porto, Porto, Portugal.

1. Introduction

Concrete is the most employed building material applied throughout the infrastructure of a nation's construction, industry, transportation, defense, utility, and residential sectors[1], and as a widely used in the construction industry, concrete needs to keep its serviceability properties during the building service life. However, some external factors, as the environmental actions, and internal factors, as permeability, for instance, can reduced the concrete durability and consequently a reduction of the its service life [2]–[6]. Basically, concrete obtainment process starts with the material selection and the design method choice and it ends after the cure process. Nonetheless, between the material selection and the concrete cure, other factors also have influence on the concrete quality, for example the mixture process, that depending on the workers training level or automation level can present as results a concrete with high or low dispersion between the compressive strength of the structural elements. This way, homogeneity of the concrete has a direct influence with its quality properties up to the end of its service life, and can be affected not only by materials quality but mixture process, as well[7].

The concrete mixture needs to be systematically implemented in order of to avoid low durability or emergence of problematic issues after concreting. The general criteria for be considered in the mix design are: i) which aggregates are available; ii) which properties should concrete presents, and iii) what is the most economical way of providing these required properties[7]. In summary, the main goal of the concrete mix design is to select the appropriate components, considering the materials available and to determine the most economical way for to produce concrete with the desire characteristics [8]. In addition, the concrete mixture proportion is also an important component for the concrete structures strength and durability, extremely influenced by water/cement ratio (w/c) and type and cement content. Furthermore, binder type in a concrete mixture can influences the durability against a severe environment [9]. However, the use of materials with good quality and proper mixture proportioning will not ensure that the concrete will be durable[10], [11]. Good quality control and workmanship are also absolutely essential to the production of durable concrete[12], as well the attendance to the current codes[13].

Quality control can be understand as the analysis of the properties of concrete related with durability, since its process of obtainment [14]. This process covers the material selection, choice of the assessment methods, statistical analysis of the results and procedures of control. Nonetheless, when the concrete is side-mixed (produces in field), additional careful is needed due to its production in batches. In addition, the ready-mixed concrete also needs a good quality control, once variations can occur during transportation, placing, compacting, concreting and curing, as well. Variations in the final properties of the concrete may occur partly because of the quality of the materials and its proportion, and partly because of the differences methodologies used for concrete production [15], but the main aim of the quality control is to reduce those variations and to ensure the concrete produced achieves the properties requested by owners.

As advantages of the quality control it can be mentioned the reduction of the material costs, because quality control leads to a

rational use of the available resources; time reduction, because to check every stage of the production of the concrete can avoid inspected problems or solve its in early time; and consequent, provide reduction of the maintenance costs[16].

Concrete properties must be analyzed either on fresh and hardened stage. The principal properties of the fresh concrete are: uniformity, stability, workability, pumpability, water demand and water/cement ratio, rate of change of workability, and finishing. For the hardened concrete, the main properties are connected to mechanical characteristics as strength and elasticity modulus, for instance[17]. It can also be mentioned the early-age properties of concrete are also important, as well the heat release, degree of hydration, mechanical short-term properties, viscoelastic behavior, thermal dilatation and autogenous shrinkage[18]. However, the durability characteristics of the concrete can be analyzed by the compressive strength of the concrete, since there is a good correlation between those two parameters[19].

In order to contribute for implementation of the state of knowledge on concrete quality control, the present work is focused on the assessment of the quality control of the ready-mixed and side-mixed concretes through analysis of the compressive strength (fck) dispersion values. In this study, seven concrete mixtures were performed for different levels of fck, namely 20, 25, 30, 35 and 40 MPa. Two mixtures (35 MPa and 40 MPa) were ready-mixed, while five concrete mixtures were side-mixed, by 5 different workers team with the same time of experience on concrete manufacture. The present work intents to answer the pertinent question if variations in the concrete mixture method can presents considerable influence on compressive strength of concrete. Once this study was done at North of Ceará State, it can be also understanding as a contribution to study of the methodologies of concrete production performed in North of Ceará.

2. Theoretical background

The concrete mix design is related with achievement of the optimized proportion of the concrete components (cement, water, coarse and fine aggregates, and sometimes incorporation of chemical admixtures and mineral additions) necessary for to obtain a concrete with good quality. Generally, these conditions are determined by structural project and the conditions of the construction, and the guidelines considered, as for instance the Brazilian Standard ABNT NBR 12655: Portland cement concrete – Preparation, control and acceptance – Procedure[20]. This code states that the composition of each concrete with class of resistance above 20 MPa (C20), should be defined by mix design, and must be re-defined each time there is a change in the component materials and in the construction conditions[20].

During the mixture design, the material proportioning is stated based on theoretical and experimental studies, that basically are performed in order of to define and to characterize the properties of the desired concrete, following some steps such as: characterization of the component of the concrete; first mix design; adjustment and verification of concrete mix and preparation of the concrete. Moreover, experimental tests should be done for evaluation of the concrete properties (strength, workability, i.e.) using concrete samples. The fresh and hardened properties of

Table 1

Standard deviation to be used depending on the concrete preparation condition [20]

| Concrete preparation condition | Standard deviation (Sd) |
|--------------------------------|-------------------------|
| A | 4.0 MPa |
| B | 5.5 MPa |
| C | 7.0 MPa |

the concrete properties are generally assessed following procedures as presented in [20], [21].

The obtainment of the mix design strength (f_{cj}) considers the dominant variability conditions during construction, which leads to variability of the final properties of concrete, in the both fresh and hardened states. In general, the final variations are due to variability in the material components, equipment (mixing step) and the operation (transport, placing, compacting and curing). These conditions are measured by the standard deviation (Sd) that can be made smaller by making a good concrete quality control, since the variability of the concrete properties will be reduced.

The standard deviation, Sd , is a function of the concrete preparation condition and can be known or unknown. The Sd can be known when the concrete is always produced with the same materials, and similar equipment under equivalent conditions. So, the numerical value of Sd is set with a minimum of 20 consecutive samples results within 30 days and should never be lower than 2

MPa. When the Sd is unknown, it adopts the value according to Table 1, that consider the preparation conditions. The value must be kept constantly equal during all stages. The Equation 1 shows the relation between Sd and f_{cj} , where f_{cj} is the average compressive strength of concrete for the age of "j" days (MPa); f_{ck} is the real compressive strength of concrete (MPa) and Sd is the standard deviation of the mixture (MPa).

$$f_{cj} = f_{ck} + 1.65 Sd \tag{1}$$

Considering the Table 1, the condition A is applicable to classes of concrete from C10 to C100, where cement and aggregates are measured in mass, mixing water is measured by weight or by volume, using metering device. The amount of water is also a function of the humidity of the aggregates. Now, in the condition B, applicable to classes of concrete from C10 to C20, the cement is measured in mass, mixing water is measured in volume by metering device and the aggregates are measured in combined mass with volume, with humidity control and swelling whenever necessary; and also applicable to concrete class C10 to C15, where the cement and the mixing water is measured in similar form with the previous condition A, but the aggregates are measured by volume. The humidity of the fine aggregate is determined at least three times during the same turn of pour, and the volume of fine aggregate is fixed by swelling curve, established specifically for the material used. In the condition C, only for classes C10 and C15 of concrete, the cement is measured in mass, aggregates and mixing water are

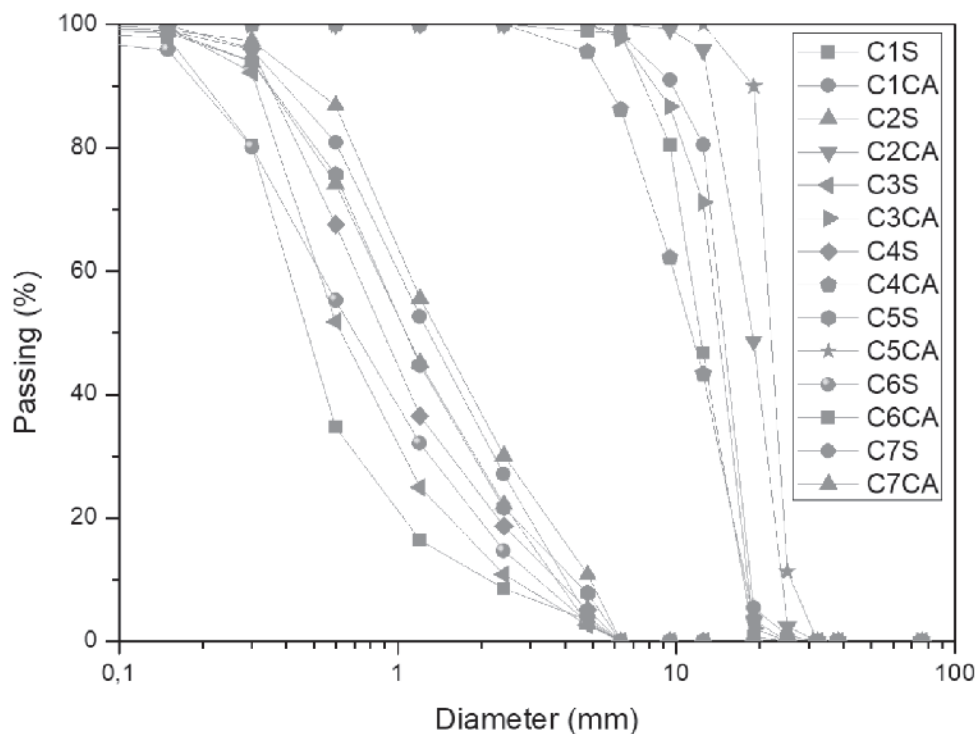


Figure 1

Particle size distribution of the aggregates employed in the concrete mixtures

measured in volume. The amount of water is also a function of the estimated humidity of the aggregates and determining the consistency of concrete, according to ABNT NBR NM 67 [22] or other standardized method. Also, for preparing in condition C, while the *S_d* is not known, it is required to C15 class a minimum cement consumption of 350 kg per one thousand liters of concrete.

Even with several concrete classes with different resistances, the ABNT NBR 6118 [23] states that for structural purposes the minimum resistance must be 20 MPa.

3. Experimental

3.1 Materials and concrete mixtures

For the concrete mixtures, were used sand from the Acaráu River (Sobral, Brazil), as fine aggregate and limestone aggregate as ground aggregate. The curves of the particle size distribution for both aggregates are showed by Figure 1, where C1, C2, C3, C4, C5, C6 and C7 represents the correspondent mixtures and the final abbreviations "S" and "CA" represents sand (fine aggregate) and coarse aggregate, respectively. Portland Cement type II was used as binder in the concrete mixtures, following the recommendation in ABNT NBR 11578 [24] and its chemical composition is presented by Table 2. The water used came from the water public service of Sobral city, in Brazil.

Seven concrete mixtures were performed and the details of each one of the seven composition can be seen by Table 3. Essentially, the ABCP (Cement Portland Brazilian Association) concrete mix design method was adopted and the concretes for strengths classes of 20 MPa (C4), 25 MPa (C2), 30 MPa (C3, C5 and C6), 35 MPa (C1) and 40 MPa (C7) were done. The *S_d* adopted for all mixtures was 4.0 MPa. The strength class of 30 MPa was studied for 3 different compositions due to the fact that it represents the compressive strength value most commonly adopted in Ceará State. The minimum mortar rate of the concrete mixtures was 45% while the maximum mortar rate was 60% and the water/cement ratio (w/c) used vary between 0.42 and 0.58.

Table 3
Concrete compositions)

| Mixtures | Proportion (binder, fine aggregate, coarse aggregate) | fck | Cement consumption | Mortar rate | water / cement ratio (w/c) |
|----------|---|--------|--------------------------|-------------|----------------------------|
| C1* | 1.00 : 1.41 : 2.14 | 35 MPa | 482.28 Kg/m ³ | 53% | 0.42 |
| C2 | 1.00 : 1.94 : 2.71 | 25 MPa | 382.71 Kg/m ³ | 48% | 0.53 |
| C3 | 1.00 : 1.71 : 1.93 | 30 MPa | 424.96 Kg/m ³ | 46% | 0.44 |
| C4 | 1.00 : 2.60 : 2.59 | 20 MPa | 318.88 Kg/m ³ | 48% | 0.58 |
| C5 | 1.00 : 1.74 : 2.53 | 30 MPa | 410.81 Kg/m ³ | 52% | 0.47 |
| C6 | 1.00 : 1.66 : 2.45 | 30 MPa | 431.61 Kg/m ³ | 60% | 0.47 |
| C7* | 1.00 : 1.40 : 2.22 | 40 MPa | 465.40 Kg/m ³ | 52% | 0.47 |

(*) Ready-mixture concretes.

Table 2
Particle size distribution of the aggregates employed in the concrete mixtures

| Cement chemical analyses | % |
|--|------|
| Silicon dioxide (SiO ₂) | 20.6 |
| Aluminum oxide (Al ₂ O ₃) | 5.2 |
| Ferric oxide (Fe ₂ O ₃) | 3.5 |
| Calcium oxide (CaO) | 65.0 |
| Magnesium oxide (MgO) | 2.74 |
| Sodium oxide (Na ₂ O) | - |
| Potassium oxide (K ₂ O) | - |
| Equivalent alkali | 1 |
| Phosphorous oxide (P ₂ O ₅) | - |
| Titanium oxide (TiO ₂) | - |
| Sulfur trioxide (SO ₃) | 2.93 |
| Loss in ignition | 5.85 |

| Bogue potential compound composition | % |
|--|------|
| Tricalcium silicate (C ₃ S) | 67.0 |
| Dicalcium silicate (C ₂ S) | 7.8 |
| Tricalcium aluminate (C ₃ A) | 7.8 |
| Tetra calcium aluminoferrite (C ₄ AF) | 10.5 |

While C1 and C7 concrete mixtures correspond to ready-mixtures by mechanical automation, the compositions C2 until C6 represents the side-mixture concretes. For the side-mixture concrete, were selected workers with correspondent experience time, namely between 5 and 10 years of experience on concrete mixtures performance. For each one of the concrete mixtures a different worker group was selected. In order to make clear the difference between the production process of ready-mixed concrete and the side-mixed, a flowchart is presented in Figure 2.

3.2 Specimens preparation

The number of specimens necessary for each mixture was stated based on ABNT NBR 12655 [20] recommendations, taking into account the quantity of concrete. This way, 343 specimens were produced to C1, 106 specimens to C2, 74 specimens to C3, 124 specimens to C4, 62 specimens to C5, 128 specimens to C6, and 284 specimens to C7. The specimens were produced according to ABNT NBR 5738 [25] and after 24 hours, the cylindrical samples (10 cm x 20 cm) were submitted to water immersion for concrete cure process, during 28 days.

3.3 Compressive strength testing

The compressive strength test was performed through the centralization of a cylindrical concrete specimen between a rigid plate and a load cell. The correct positioning is fundamental for

make the specimen axis coincides with the axis of the testing machine, making the resultant of the forces passes through the center of the sample. The apparatus applies load until the failure of the sample, which is then removed. The compressive strength value of the samples was obtained according to ABNT NBR 5739 [26]. For this procedure, an electrical Contenco® loading machine was used. It has a load range of 100.000 Kgf with subdivision of 10 Kgf.

4. Results

The graphs of the Figure 3 and 4 shown the frequency distribution of the axial compressive strength test results of the ready-mixed and side-mixed concretes, respectively. In addition, it also can be observed the normal distribution curve, fck values, mean and standard deviation (Sd) of the samples.

Preliminarily, it can be seen by Figure 3 that the average of the

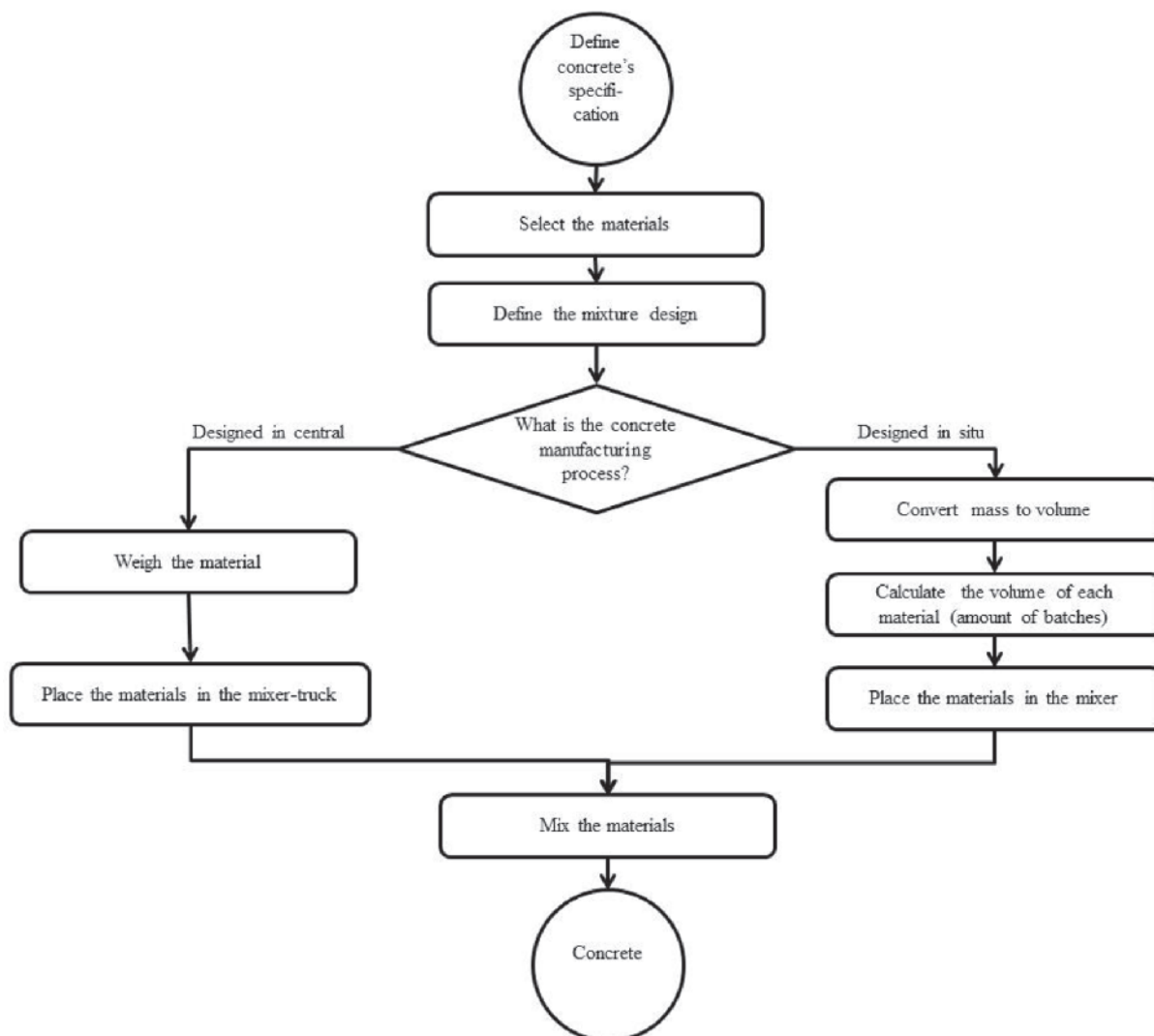


Figure 2
Flowchart of production process of the ready-mixed and side-mixed concrete

results is higher than the f_{ck} (the f_{ck} for C1 was 35 MPa, and the mean obtained was 38.7 MPa; for C7, the f_{ck} obtained was 40 MPa, and the mean obtained was of 42 MPa). Furthermore, for the side-mixed concretes (Figure 4) it can be observed that 3 of the 5 concretes have not reached the f_{ck} . C3, C5 and C6, has f_{ck} of 30 MPa, but they only reached the mean of 21.9 MPa, 26.1 MPa and 27.4 MPa, respectively. However, the discussion of these values is not the focus of this study.

As previously mentioned, a S_d of 4 MPa was used for the ready-mixed concretes. Since the average S_d for the 7 samples was 4.1 MPa, the value of 4 MPa is presented as a sensible value for an initial guess. However, it was noted in Figure 3 that the S_d of C1 (3.1 MPa) is smaller 23.75% than the value established and, in a critical situation, the C7 surpasses the value of 4 MPa in 32%, showing a S_d value of 5.3 MPa. Similarly, it can be observed in Figure 4 that the S_d of the values of C2 and C3 was 3.2 MPa and 3.9 MPa, respectively. Therefore, they are smaller in 20% and 4.25%. But, still in the Figure 4, it can be observed that C4 and C6 exceed this value, with a S_d of 4.8 MPa and 4.3 MPa, respectively. It can be said that only the concrete C5 obtained the S_d according with established.

For obtainment of a most suitable S_d value in the concrete mix design, it must be used a S_d value of twenty sequential measurements (S_{d20}). In order to examine the reliability of these results, the individual results of all S_{d20} and the compressive strength average of 20 sequential measurements (AS_{20}) of all sets were plotted in the Figure 5 and Figure 6. Also, the compressive strength values of each measurement, the S_d of the total population ($S_{d-Total}$) and the total average strength (AS_{Total}) are there indicated. Figure 5.a shown C1 compressive strength results, where can be noted that the S_{dTotal} is 3.1 MPa, and the S_{d20} vary over this value, with the minimum value of 1.1 MPa and a peak of 4.4 MPa. Considering the total population of 343 samples, were formed 324 sets of 20 samples. Firstly, it was observed that AS_{20} is moving on the value of the total mean of 39 MPa for all sam-

ples. Additionally, was noted peaks and valleys along the entire sample, with the highest peak at 42.0 MPa, and the lowest valley at 35.2 MPa, which provide maximum amplitude of 6.8 MPa and the maximum difference between the total mean value and the further AS_{20} value of 3.8 MPa. This may indicate that the preparation conditions were homogeneous throughout over 2720m³ of concrete in this construction.

Figure 5.b presents the results of samples relating to C2, with an average value of 3.4 MPa (S_{d20} oscillates about this value with a maximum and minimum value of 4.5 MPa and 1.7 MPa). C2 had 87 sets, with the mean 26 MPa and AS_{20} varies about this value. The curve for these values had a peak between two valleys (28.9 MPa and 22.5 MPa) for one and for the other a value of 23.7 MPa, and a maximum amplitude of 6.4 MPa and a maximum difference from the mean of 3.5 MPa. Note that the curve of AS_{20} and S_{d20} presents a biased cyclical, also indicating similar preparation conditions throughout the work.

Similarly, to what occurs in C1 and C2 (Figure 5.a and b), the sensitivity analysis shows us reasonably homogeneous preparation conditions C3 (Figure 5.c), C4 (Figure 5.d), C5 (Figure 6.a) and C6 (Figure 6.b), where it was observed behaviors that tend to periodicity. Moreover, they had maximum amplitudes of 4.1 MPa, 6.9 MPa, 5.3 MPa and 7.5 MPa, respectively, and the greatest difference in the total mean and AS_{20} was of 2.4 MPa, 4.7 MPa, 2.8 MPa and 4.8 MPa respectively. These data indicate a homogeneous preparation conditions along the concrete production.

In the sample C7 (Figure 6.c), the S_{d20} curve had abrupt slope at several points together with a no behavior basis. This curve had a maximum peak of 7.1 MPa and a lower minimum value of 1.1 MPa. Moreover, the maximum peak and the valley were 49.7 MPa and 36.5 MPa, respectively, which generates high amplitude, with the maximum of 13.2 MPa, and the major difference between the mean of 42.0 MPa, with a sample average value of 7.7 MPa. This curve was not considered for further analysis in this work because the results indicated that some change had occurred in the

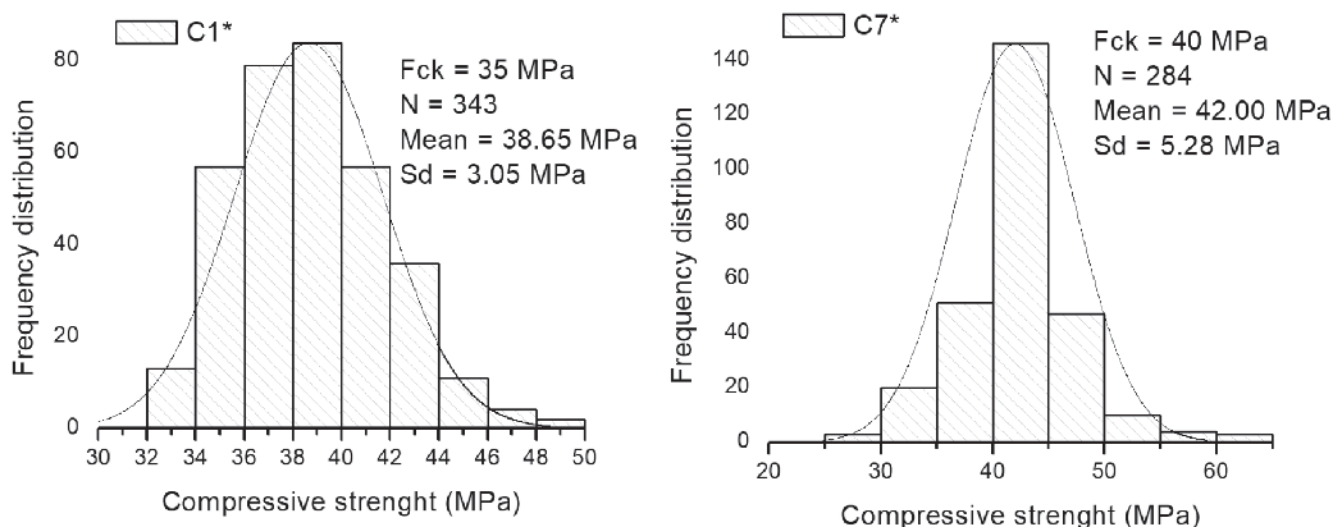


Figure 3

Normal distribution of the compressive strength values of the ready-mixture concretes

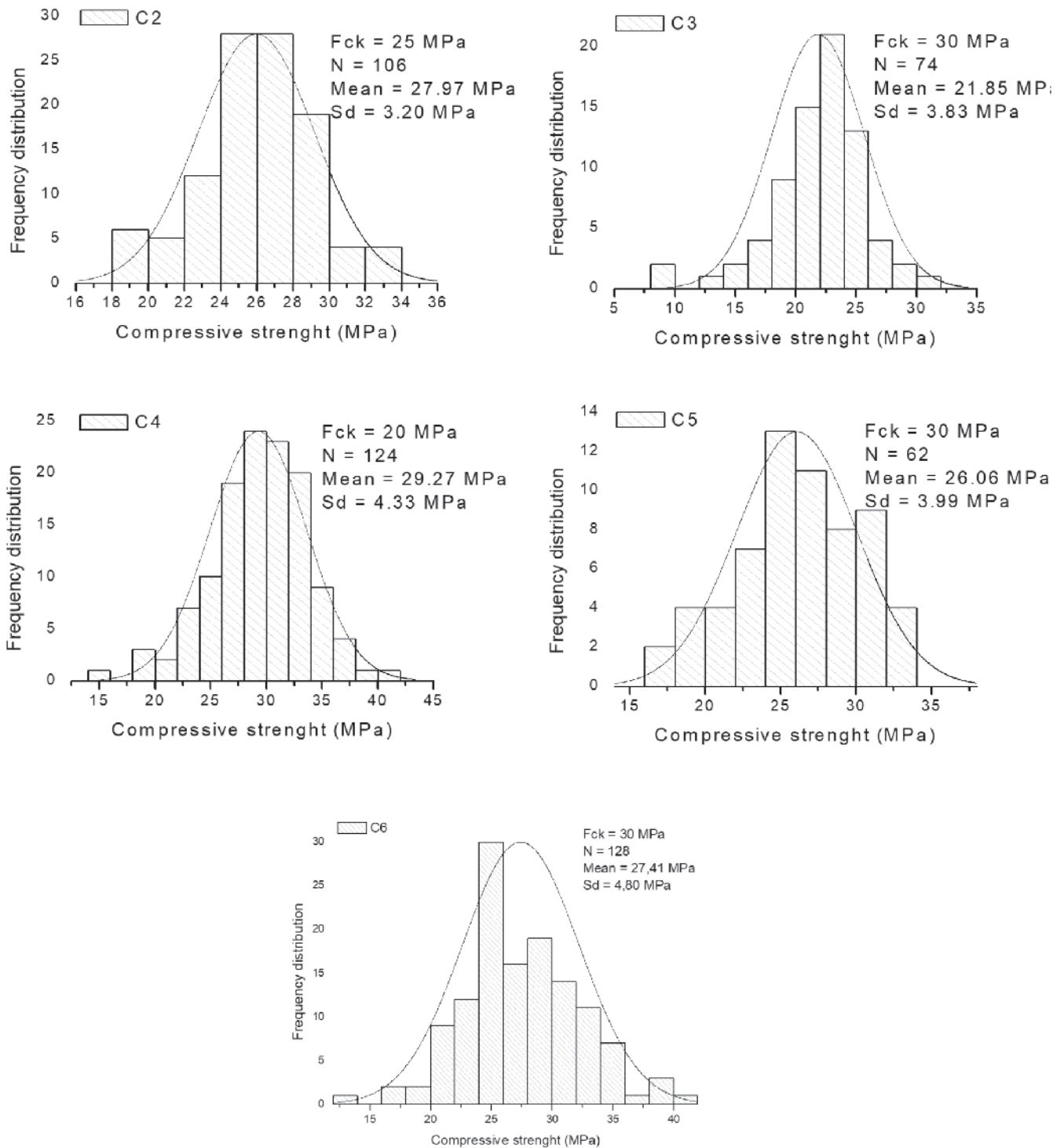


Figure 4
Normal distribution of the compressive strenght values of the concretes side-mixed

preparation process, and it was not homogeneous throughout the analyzed period.

It can be observed in Figure 4 that some Sd20 values presented lower values than the SdTotal, however, the Brazilian Standard recommends that the value adopted from Sd must be multiplied by 1.65 (see Equation 1). The ratio between each Sd20 and SdTotal were calculated, which generated the a correction factors for each set. The standard also specifies that in no case can adopt a Sd lower than 2.0 MPa, consequently, in this analysis, all Sd below this value were replaced by 2.0 MPa.

Figure 7, 8 and Figure 9 shows the cumulative Gaussian distribution curves and its complement together with the frequency distribution for the correction factors of the 7 samples.

Figure 7.a and b refer to concrete C1. It could be inferred by a Gaussian curve that the probability of a value of the correction factor be greater than 1.65 is equal to 3.6% and the actual frequency at which the correction factor is higher than 1.65 is equal to 0. Additionally, the Figure 7.c and d are the C7 values, but those values were not considered for this study because, as previously mentioned, these samples are not adequate for the analyses performed in this study.

Figure 8.a and b refer to concrete C3 and Figure 8.c and d to concrete C4. It can be seen in the Gaussian curve that the probability of a correction factor to provide greater than 1.65 for C3 is 30% and that the actual frequency of these values is 31.7%. In addition, the probability of occurring a correction factor larger than 1.65 in C4 is 12.5% and that the actual frequency of these values is 16.3%.

Figure 9 refers to concretes C2, C5 and C6. Through Gaussian curves is observed that the probability of occurrence of a correction factor greater than 1.65 is 10.3% for C2, 0.5% for C5 and 1.8% for C6 and the frequency of these values for C2, C5 and C6 is 18.4%, 2.4 % and 4.7%, respectively.

In order to compare the ready-mixed and side-mixed concretes, all validated data were grouped and they are shown in the Figure 10. The probability of obtaining a correction factor equal to or less than 1.65 for the ready-mixed concrete was of 3.6%, while the probability of getting the same factor for the side-mixed concrete was of 9.6%. To achieve the same probability of 3.6% the correction factor of the side-mixed concrete should be 1.82.

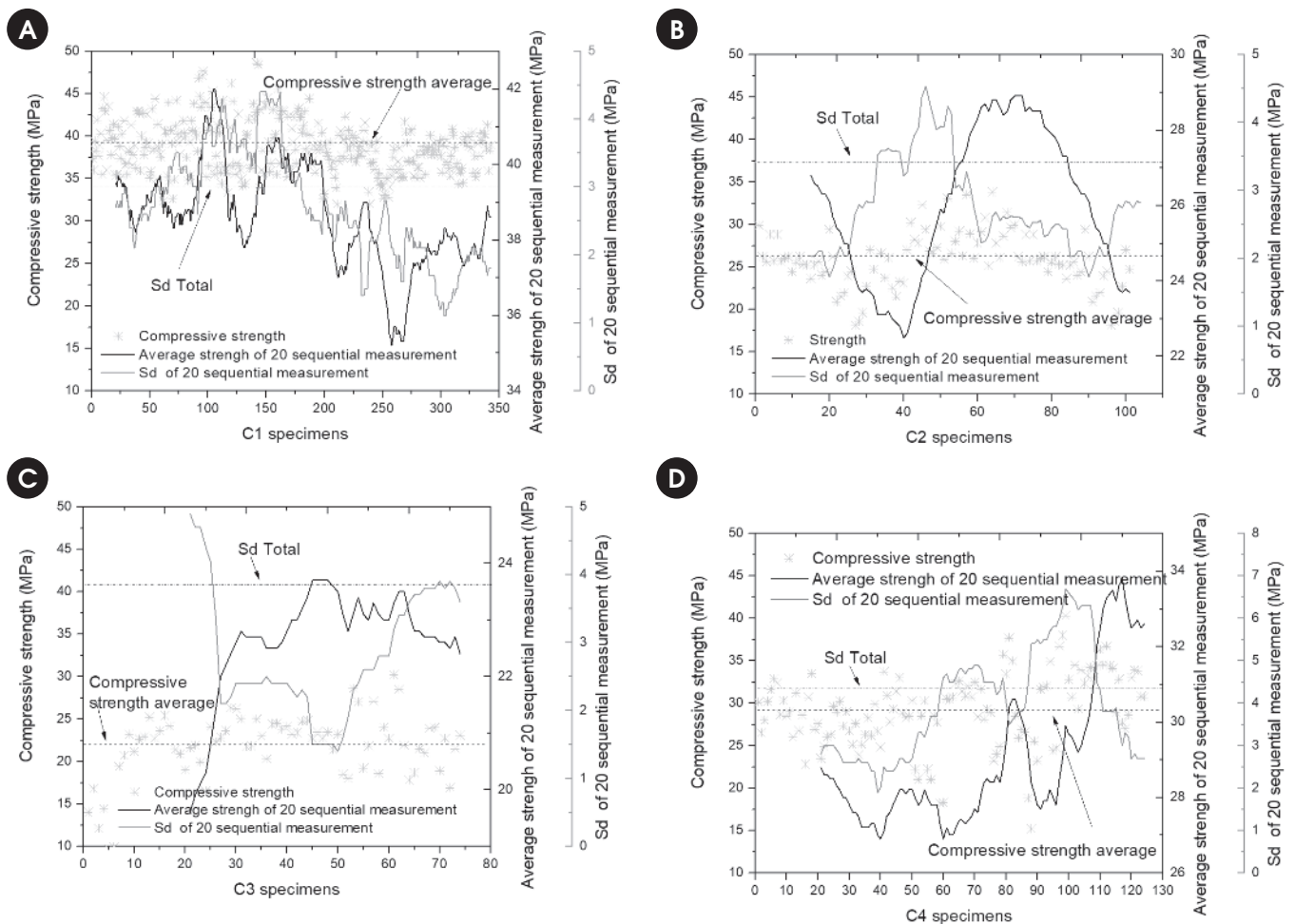


Figure 5
Compressive strength results of C1, C2, C3 and C4 mixtures

5. Conclusions

The results for the seven concrete mixtures analyzed showed that only in one mixture was obtained the standard deviation (Sd) established previously, considering the average of all values. Also, the found results can be not directly related with the standard deviations and the compressive strength values obtained, because some concrete samples presented standard deviation values higher than that stated, but compressive strength values lower than the f_{ck} .

By the individual analysis of Sd and compressive strength for every mixture, only C7 mixture possibly does not kept homogeneity during the production of the ready-mixed concrete. The remaining mixtures indicate a existence of a linearity in the quality of concrete, regardless of production location.

The side-mixed concretes can have quality equivalent to the concrete produced in central when it is only analyzed the resistance capacity of the material. In general, in order to obtain a concrete side-mixed with the same quality of concrete ready-mixed, some steps must be performed: good material selection, mass measurement of the material and standardization of the manufacturing process of the concrete side-mixed. As well, in

order of to achieve better standardization of side-mixed concrete it is necessary to define which workers will be responsible for concrete manufacturing, and it is recommended to keep the same team as long than possible.

Finally, this work also demonstrates that worker's variation can present significant influence on the concrete properties, and that is a topic that need more attention by técnico-scientific field, in order of to provide new methodologies for side-mixed concrete production.

6. Acknowledgements

All the authors acknowledge the Instituto de Estudos de Materiais de Construção - IEMAC. Esequiel Mesquita acknowledge the CAPES through the fellowship number 10023/13-5, Fundação CAPES, Ministério da Educação do Brasil.

7. References

- [1] R. Siddique, Y. Aggarwal, P. Aggarwal, E. H. Kadri, and R. Bennacer, "Strength, durability, and micro-structural properties of concrete made with used-foundry sand (UFS),"

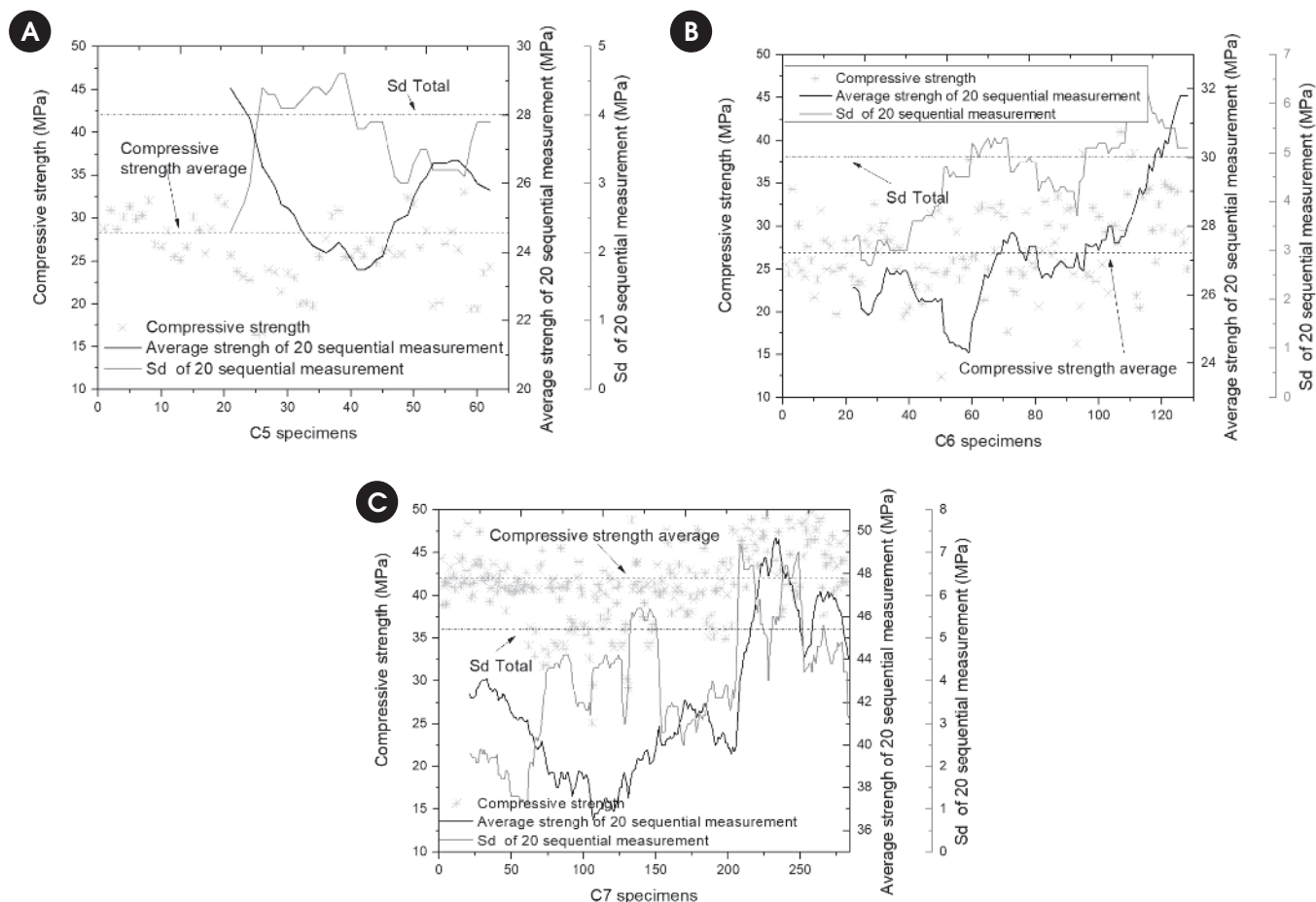


Figure 6
Compressive strength results of C5, C6 and C7 mixtures

[2] A. M. Neville, *Properties of concrete*. John Wiley & Sons, 1996.

[3] S. Keßler, J. Fischer, D. Straub, and C. Gehlen, "Updating of service-life prediction of reinforced concrete structures with potential mapping," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 47, pp. 47–52, Mar. 2014.

[4] E. F. T. Mesquita, K. M. V. Moreira, I. N. S. Montenegro, and F. C. A. Coelho, "Permeability of self-compacting concrete with Copernicia prunifera's wax," *World J. Eng. Phys. Sci.*, vol. xx, 2015.

[5] E. Mesquita, P. Antunes, A. A. Henriques, A. Arêde, P. S. André, and H. Varum, "Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study," *IBRACON Struct. Mater. J.*, vol. 9, no. 2, pp. 297–305, 2016.

[6] T. Silva, H. D'Ambros, E. Mesquita, A. Milhomem, F. Santos, A. Mendes, and F. Lelis, "A novel methodology for obtainment of compressive strength of concrete," *J. Build. Pathol. Rehabil.*, vol. 1, no. 1, p. 1, 2016.

[7] K. W. Day, *Concrete Mix Design, Quality Control and Specification, (with CD ROM), Second Edition*. Taylor & Francis, 1999.

[8] P. Mehta and P. J. M. Monteiro, *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw-Hill Education, 2005.

[9] M. S. Jung, M. C. Shin, and K. Y. Ann, "Fingerprinting of a concrete mix proportion using the acid neutralisation capacity of concrete matrices," *Constr. Build. Mater.*, vol. 26, no. 1, pp. 65–71, 2012.

[10] O. E. GjØrv, "Durability and Service Life of Important Concrete Infrastructures," in *Congresso Internacional sobre Patologia e Recuperaçao de Estruturas*, 2011, pp. 1–16.

[11] ABNT, *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. 2014, p. 238.

[12] R. L. Hill, A. J. Boyd, J. E. Dongell, G. Hichborn, R. E. Neal, C. K. Nmai, J. F. Lamond, and M. L. Leming, "Guide to Durable Concrete Reported by ACI Committee 201," p. 53, 2008.

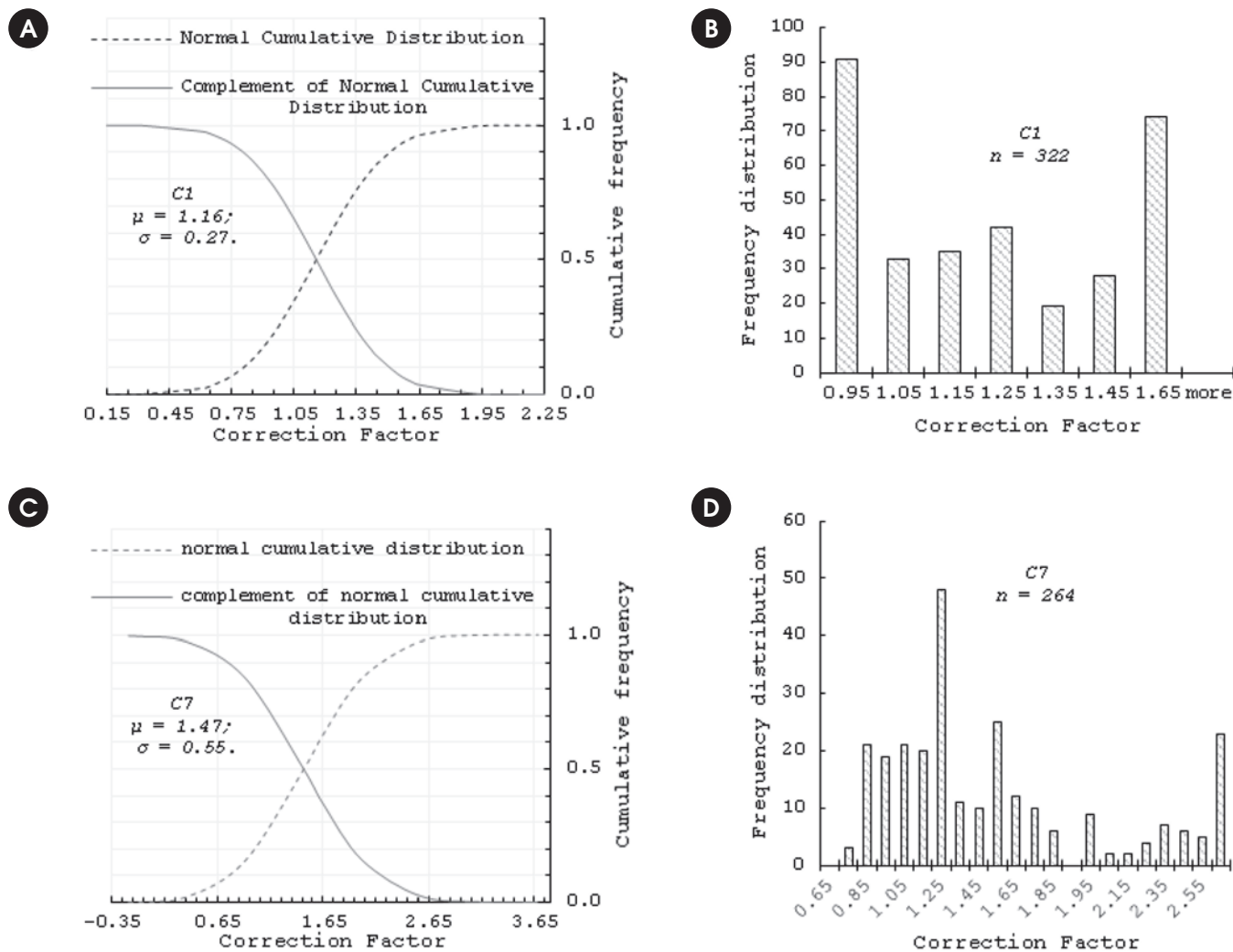


Figure 7
Cumulative Gaussian distribution curve and frequency distribution for the correction factors of concretes C1 and C7

[13] A. Mosleh, H. Rodrigues, H. Varum, A. Costa, and A. Arêde, "Seismic behavior of rc building structures designed according to current codes," *Structures*, vol. 7, pp. 1–13, 2016.

[14] ABNT, "NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento," Rio de Janeiro, 2014.

[15] Ö. Ariöz, G. Arslan, M. Tuncan, and S. Kivrak, "Web-based quality control of ready mixed concrete," *Build. Environ.*, vol. 42, no. 3, pp. 1465–1470, 2007.

[16] M. L. Gambhir, *Concrete Technology: Theory and Practice*. 2013.

[17] R. Anderson, R. Anderson, J. D. D. Consultancy, and J. D. Dewar, *Manual of Ready-Mixed Concrete, Second Edition*. CRC Press, 2003.

[18] A.-W. Gutsch, "Properties of early age concrete-Experiments and modelling," *Mater. Struct.*, vol. 35, no. 2, pp. 76–79, 2002.

[19] O. S. Baghabra Al-Amoudi, W. a. Al-Kutti, S. Ahmad, and M. Maslehuddin, "Correlation between compressive strength and certain durability indices of plain and blended cement concretes," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 31, no. 9, pp. 672–676, 2009.

[20] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 12655 - Portland cement concrete – Preparation, control and acceptance – Procedure*. 2015.

[21] ABNT, "NBR 5739: Concreto-Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos," ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

[22] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR NM 67 - Concrete - Slump test for determination of the consistency*. 1998.

[23] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 6118 - Design of concrete structures - Procedure*. 2014.

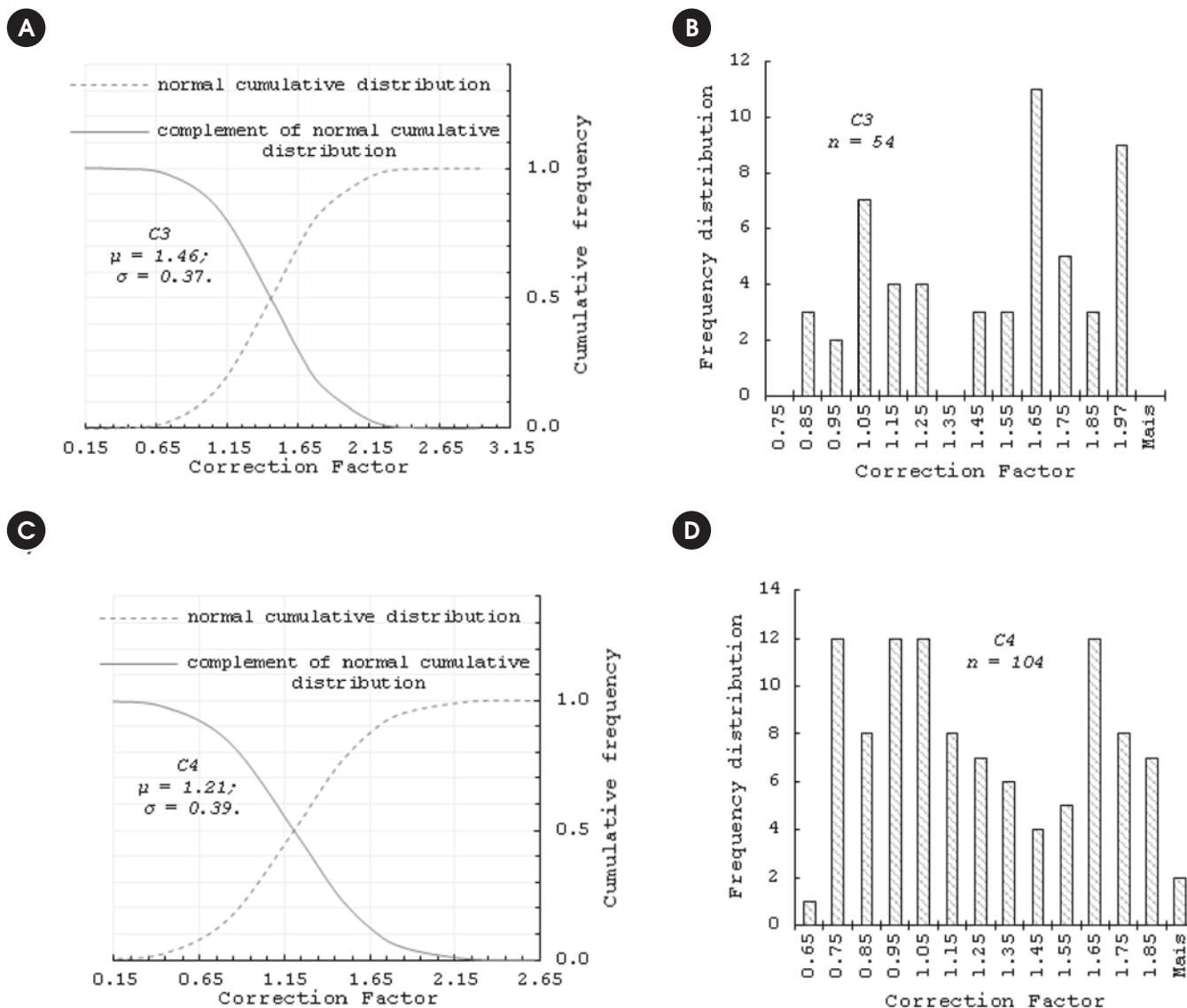


Figure 8
Cumulative Gaussian distribution curve and frequency distribution for the correction factors of concretes C3 and C4

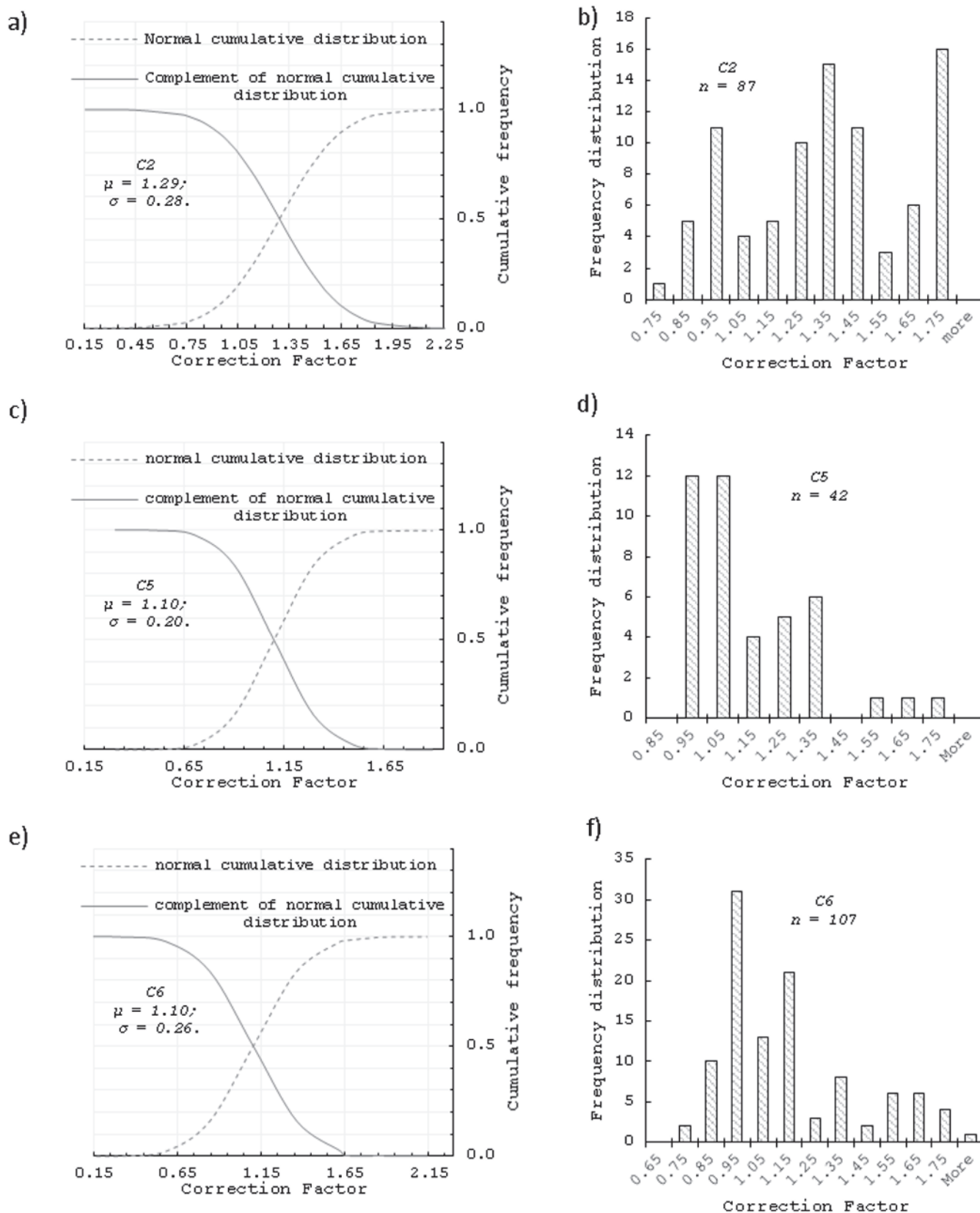


Figure 9 Cumulative Gaussian distribution curve and frequency distribution for the correction factors of concretes C2, C5 and C6

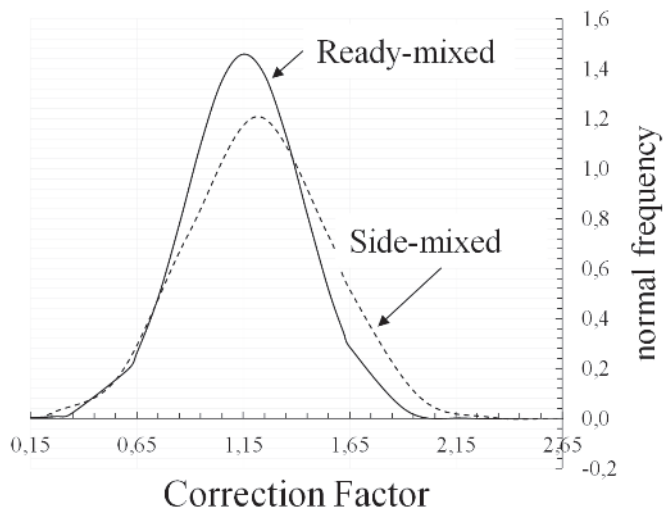


Figure 10
Frequency distribution for the correction factors of all ready-mixed and side-mixed concretes

- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 11578 - Portland composite cement - Specification*. Rio de Janeiro, 1991.
- [25] Associação Brasileira de Normas técnicas, *NBR 5738 - Concrete - Procedure for molding and curing concrete test specimens*. 2015.
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas, *NBR 5739: Concrete - Compression test of cylindric specimens - Method of test*. 1994.

Optimization of the bending stiffness of beam-to-column and column-to-foundation connections in precast concrete structures

Otimização da rigidez à flexão das ligações viga-pilar e pilar-fundação em estruturas pré-moldadas de concreto



R. R. R. COSTA^a
rodrigorr@hotmail.com

M. C. V. LIMA^a
macris@ufu.br

G. M. S. ALVA^a
alva_gerson@yahoo.com.br

E. S. MAGALHÃES^a
esouzamagalhaes@gmail.com

Abstract

This work involved the structural optimization of precast concrete rigid frames with semi-rigid beam-to-column connections. To this end, several frames were simulated numerically using the Finite Element Method. Beams and columns were modeled using bar elements and their connections were modeled using spring elements, with variable bending stiffness. The objective function was based on the search of the least stiff connection able to ensure the global stability of the building. Lastly, a connection model with optimal stiffness was adopted to design the frame. Semi-rigid beam-to-column connections with a constraint factors of 0.33 sufficed to ensure the maximum allowable horizontal displacement and bending moment of the connection, with a global stability parameter of 1.12. This confirms that even connections with low constraints generate significant gains from the structural standpoint, without affecting construction and assembly-related aspects.

Keywords: numerical analysis, precast concrete, semi-rigid connections, structural optimization.

Resumo

Este trabalho trata da otimização estrutural de pórticos planos em concreto pré-moldado com ligações semirrígidas entre vigas e pilares. Alguns pórticos foram simulados numericamente através do Método dos Elementos Finitos. Vigas e pilares foram modelados por elementos de barra e suas ligações com elementos de mola deformável à flexão. A função objetivo baseou-se na busca da menor rigidez da ligação capaz de atender a estabilidade global da edificação. Um modelo de ligação com rigidez ótima foi adotado para compor o pórtico. Observou-se que ligações semirrígidas entre viga e pilar com fatores de restrição de 0,33 foram suficientes para atender o deslocamento horizontal máximo permitido e o momento solicitante da ligação, atingindo um parâmetro de estabilidade global de 1,12. Isto comprova que mesmo ligações com baixas restrições geram ganhos significativos do ponto de vista estrutural, sem prejuízos dos aspectos construtivos e de montagem.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, ligações semirrígidas, otimização estrutural.

^a Postgraduate Program in Civil Engineering, School of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, Uberlândia, MG, Brazil.

1. Introduction

Brazil's construction industry is notorious for its low productivity, extreme wastefulness of materials and low quality control. This scenario can be changed by using precast concrete structures (Figure 1), which render constructions more rational and economic (El Debs [1]). To disseminate this constructive system and provide resources and parameters for building designers, this paper describes a study on precast rigid frames composed of semi-rigid beam-to-column and column-to-foundation connections (see Figure 2), as specified by the Brazilian technical standard ABNT NBR 9062:2006 [2]. These connections are usually designed as joints or brackets, which is not always the case in real structures. In terms of the semi-rigidity of the connection, the actual behavior of the structure

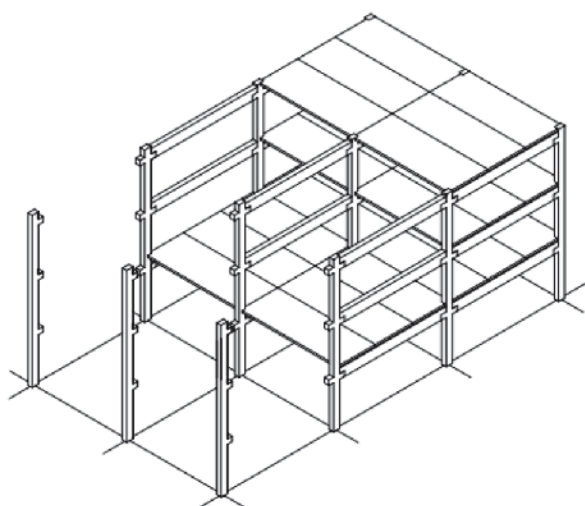


Figure 1
Structural system of precast concrete, El Debs [1]

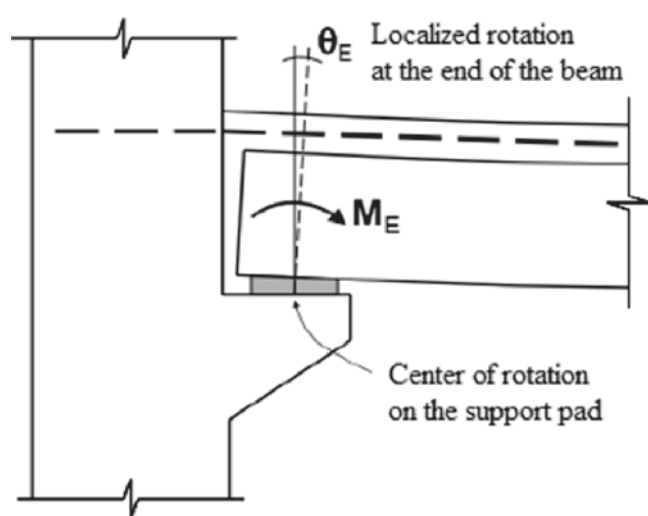


Figure 2
Semi-rigid beam-to-column connection, ABNT NBR 9062:2006 [2]

is well represented by the structural model, which distributes the second-order moments of the columns to the beams, and even allows the dimensions of the cross-sectional areas of the elements to be scaled down, thus reducing their loads when compared to the hinge condition (Elliot et al. [3]).

This paper has as main objective to do the optimization of the structural behavior of precast concrete slabs formed by semi-rigid connections, noting the importance of facilitating the constructive aspects. It is intended to demonstrate that a small increase in beam-to-column bending stiffness may be able to meet global stability requirements. So, this work aims to find the connections whose constraint factors are between 0.14 to 0.39, which can ensure a semi-rigid behavior with low flexural strength, as proposed by Ferreira, El Debs and Elliot [4].

A secondary objective was to investigate the effect of semi-rigid connections on the overall behavior of the structure regarding the distribution of forces and displacement and to recommend models of connections capable of meeting the optimum rigidity obtained. In the end, frames were simulated numerically and submitted to an optimization process using the Finite Element Method. The objective function was based on the search of the least stiff connection able to ensure the global stability of the building.

2. Semi-rigid connections

The semi-rigid behavior of a connection at the bending moment is characterized by its moment-rotation curve (Figure 3). This type of connection usually shows a nonlinear behavior even in elastic conditions (before the yielding of bars under tension). The physical nonlinearity of the connection can be simplified by using the secant stiffness $k_{\phi_s} = M_{cr} / \phi_c$ (Figure 4), where M_{cr} is the bending moment of the connection at the yield point of the tensioned reinforcement and ϕ_c is the rotation of the connection due to the M_{cr} mo-

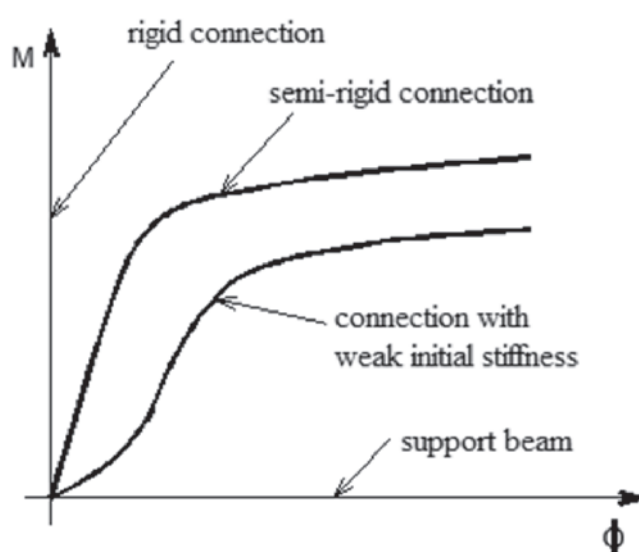


Figure 3
Moment vs. rotation curve of the connection, El Debs [1]

ment (Ferreira, El Debs & Elliot [4]). The theoretical models for the design of semi-rigid connections proposed by these authors were compared with various experimental results of typical connections, which, in some cases, present a higher than 95% correlation between theoretical and experimental values for the moment vs. rotation ratio, as highlighted by Elliot et al. [5].

The secant stiffness, k_{ϕ_s} , can be written as a constraint factor (α_r) of the connection, according to Equation [1], defined by the ABNT NBR 9062:2006 standard [2],

$$\alpha_r = \left(1 + \frac{3 EI_{sec}}{k_{\phi_s} l_{ef}^3} \right)^{-1} \tag{1}$$

where:

EI_{sec} is the secant stiffness of the beam, according to ABNT NBR 6118:2014 [6]; and

l_{ef} is the effective span length of the beam.

Table 1 presents the classification of connections proposed by Ferreira, El Debs and Elliot [4]. If the alpha value is higher than 0.85, the connection can already be considered perfectly rigid, according to the ABNT NBR 9062:2006 standard [2], and if it is lower than 0.15, the connection can be considered hinged.

The best configuration for the frame, that can ensure its global stability as well as its easy implementation and feasible cost, can be determined by means of structural optimization.

According to Mota [7], Meireles Neto [8], Alencar, Parente & Albuquerque [9] and Pinto et al. [10], a slight increase in connection stiffness significantly reduces lateral displacements and global second-order effects. So, the main goal of this study is to confirm this statement and investigate the effect of semi-rigid connections on the structure's overall behavior in terms of load distribution and displacement.

3. Global stability

New technologies and new materials have allowed for the construction of buildings with a larger number of floors, with more slender and therefore less rigid elements. Thus, the effects of horizontal loads have become even more significant for the study of structural stability.

Therefore, to ensure global structural stability requires a second-order analysis that considers the deformed position of the structure. In this type of analysis, loads and displacements are not linearly related with the forces, as in a first-order analysis.

The displacement of the structure is important for both Ultimate Limit State (ULS) and Serviceability Limit State (SLS). In Ultimate

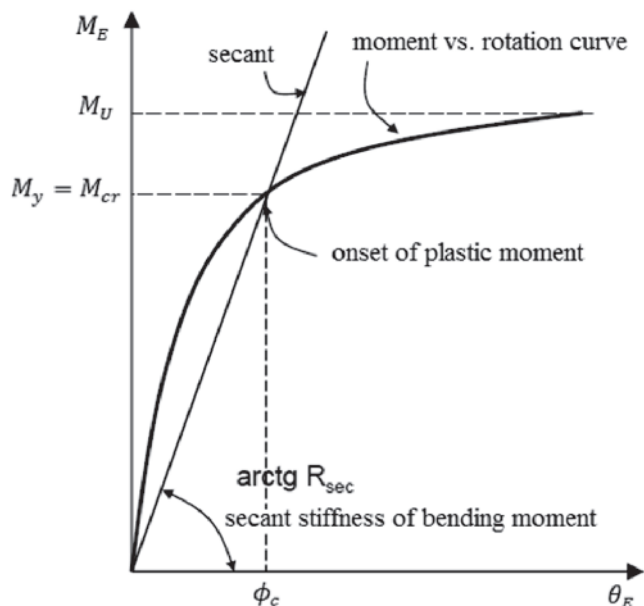


Figure 4

Secant stiffness of the bending moment, adapted from ABNT NBR 9062:2006 [2]

Limit State analysis, nodal displacement is classified according to structures with fixed nodes (if the second-order effects are less than 10% when compared to the first-order effects) and structures with moving nodes (if not).

In the former, the second-order effects do not interfere significantly with the final loads. If the structure contains moving nodes, the loads originated by displacement from the starting position must be considered, at the risk of loss of equilibrium or collapse of elements.

The process of the γ_z coefficient (Equation [2]) is a way to determine the need to consider global second-order effects by calculating the multiplier coefficient of the first-order moment,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \tag{2}$$

where:

M_{1d} is the first-order moment, in the foundation of the structure, generated by the forces that tend to lead to its collapse;

ΔM_d is the moment generated by the active forces, which is calculated with the structure displaced by M_{1d} .

Table 1

Classification of the connections adapted from Ferreira, El Debs and Elliot [4]

| Constraint factor α_r | Zone | Classification |
|------------------------------|------|--|
| $0 \leq \alpha_r < 0.14$ | I | Hinge and Pin |
| $0.14 \leq \alpha_r < 0.4$ | II | Semi-rigid with low flexural strength |
| $0.4 \leq \alpha_r < 0.67$ | III | Semi-rigid with intermediate flexural strength |
| $0.67 \leq \alpha_r < 0.86$ | IV | Semi-rigid with high flexural strength |
| $0.86 \leq \alpha_r < 1$ | V | Rigid |

If the value obtained for the γ_z coefficient is less than 1.1, the global second-order effects can be disregarded (ABNT NBR 6118:2014 [6]). If the coefficient varies from 1.1 to 1.3, the moment M_d is calculated by Equation [3],

$$M_d = 0,95 \cdot \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (3)$$

However, better calculation results of the moment M_d are obtained by Equation [4], according to Moncayo [11].

$$M_d = \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (4)$$

If the coefficient is found to be higher than 1.3, the global second-order effects must be considered by means of the P-Delta iterative process.

4. Structural optimization

In general, the optimization process generates a systematic method to search for the best structural design, so as to reduce the designer's intervention and become an independent tool of the user's experience to reach the best situation.

An optimization problem is well defined by three factors:

- Design variables, which are the parameters that define the system, such as, for example, the dimensions and properties of the materials involved;
- Design constraints, which establish limits or conditions that must be respected in the process of searching for the optimal result; and
- Objective function, which is a function of design variables. Its

minimum or maximum point is of interest in the iterative process. The ANSYS version 12.1 software program contains several optimization methods and tools that can be applied to the numerical model after its solution, as proposed by Menon [12] and Zhang, Zhong & Gao [13].

After defining the design variables, the design constraints and the objective function, the process of searching for the optimal solution is initiated by means of one of the available methods. In this paper, we used the First Order Method, which uses information from the first derivative of functions. This is an effective method that defines precise directions to search for the optimal solution in the extensive design space, in which the design variables vary widely. The tools available in ANSYS and used in this study can be defined as follows:

- Random Design Generation: performs repetitions/multiple iterations with random values of the design variables. It is very useful to study the overall design space, and to establish possible designs sets for subsequent optimization analyses;
- Sweep Generation: generates sequences of various design sets, based on a reference design set. This tool enables evaluations of the global variation of the objective function and the constraint functions.

5. Numerical analysis

In this work, finite element models discretized in ANSYS version 12.1 were used to numerically simulate the rigid frame. The dimensions of the frame's base module (Figure 5) and characteristic loads (Table 2) were the same as those used by Meireles Neto [8]. Beams and columns were modeled using the uniaxial element

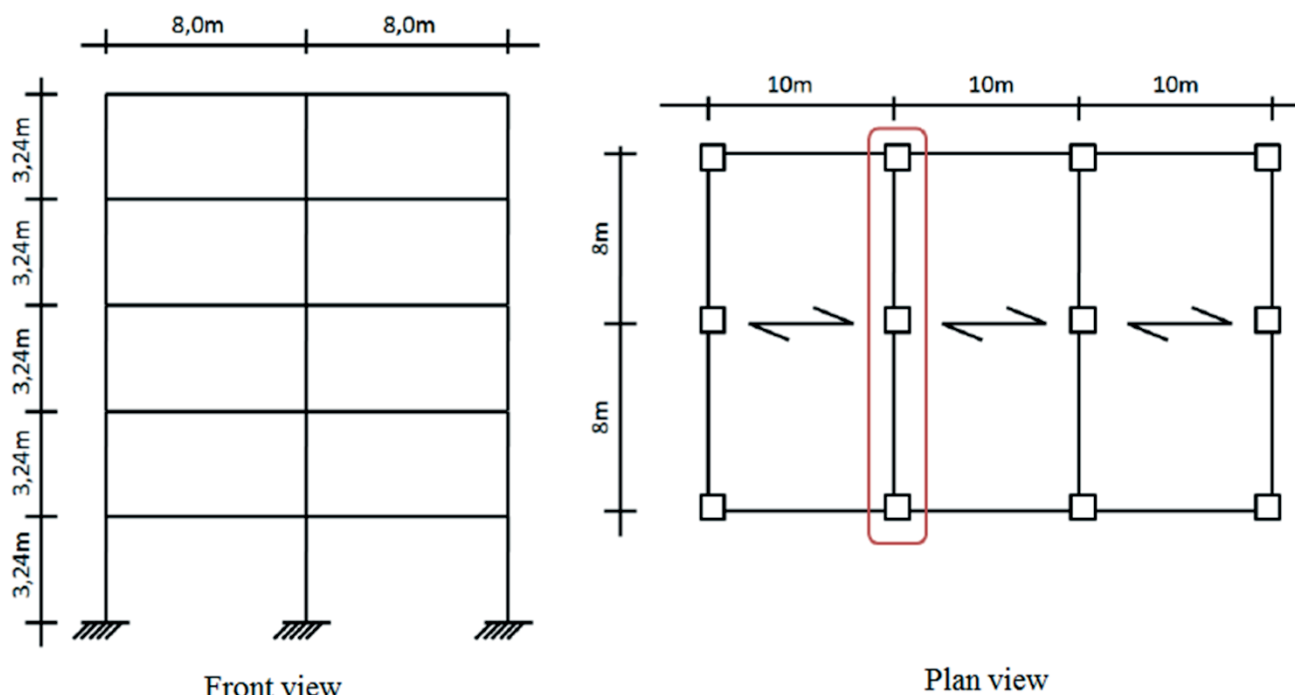


Figure 5 Dimensions of the base module of the frame, Meireles Neto [8]

Table 2
Characteristic forces of the frame, adapted from Meireles Neto [8]

| | | |
|--------------------|-----------------------|---------------------------------|
| Permanent G | (kN/m) | 88.9 + self weight of the beams |
| | (kN) | self weight of the columns |
| Overload Q (kN /m) | | 40 |
| Wind W (kN) | 5 th floor | 6.8 |
| | 4 th floor | 13.1 |
| | 3 rd floor | 12.4 |
| | 2 nd floor | 11.6 |
| | 1 st floor | 10.2 |

BEAM3. The columns were continuous and clamped at the base, while the beams were connected to the columns by the spring element COMBIN14, which considers only the rotation of the spring on the axis perpendicular to the plane. For these connections, the plane displacements were adjusted by the coupling control.

The numerical analyses performed are illustrated in the flow chart schema shown in Figure 6. Accordingly, the ANSYS program was used to calculate the loads and displacements of the frame, con-

sidering the physical characteristics and geometry of the structural system. The process of structural optimization was initiated after determining the response of the structure to the given load.

To perform the optimization routine in the ANSYS program, one begins by selecting the optimization method, after which one chooses the design variables, constraints, and objective function (lowest possible stiffness of the connection). Lastly, after determining the minimum stiffness of the beam-to-column connections in terms of bending deformation, the connection is designed, and the final constraint factor and γ_z coefficient are calculated. It should be noted that after these analyses, the displacement at the top of the frame is checked in order to satisfy the ABNT NBR 9062:2006 standard [2].

For the analysis of the Ultimate Limit State (ULS) situations, the most appropriate normal ultimate combination is expressed by Equation [5], which uses wind as the main variable force. Overloads were admitted for places with high concentrations of people ($\Psi_0 = 0.7$).

$$M_d = \gamma_z \cdot F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot W + 1,4 \cdot 0,7 \cdot QM_{1d} \tag{5}$$

where:

G denotes the characteristics of permanent forces;

W denotes the characteristics of wind forces;

Q denotes the characteristics of overload.

The coefficients were adopted considering a type 2 commercial building, according to the ABNT NBR 8681:2003 standard [14].

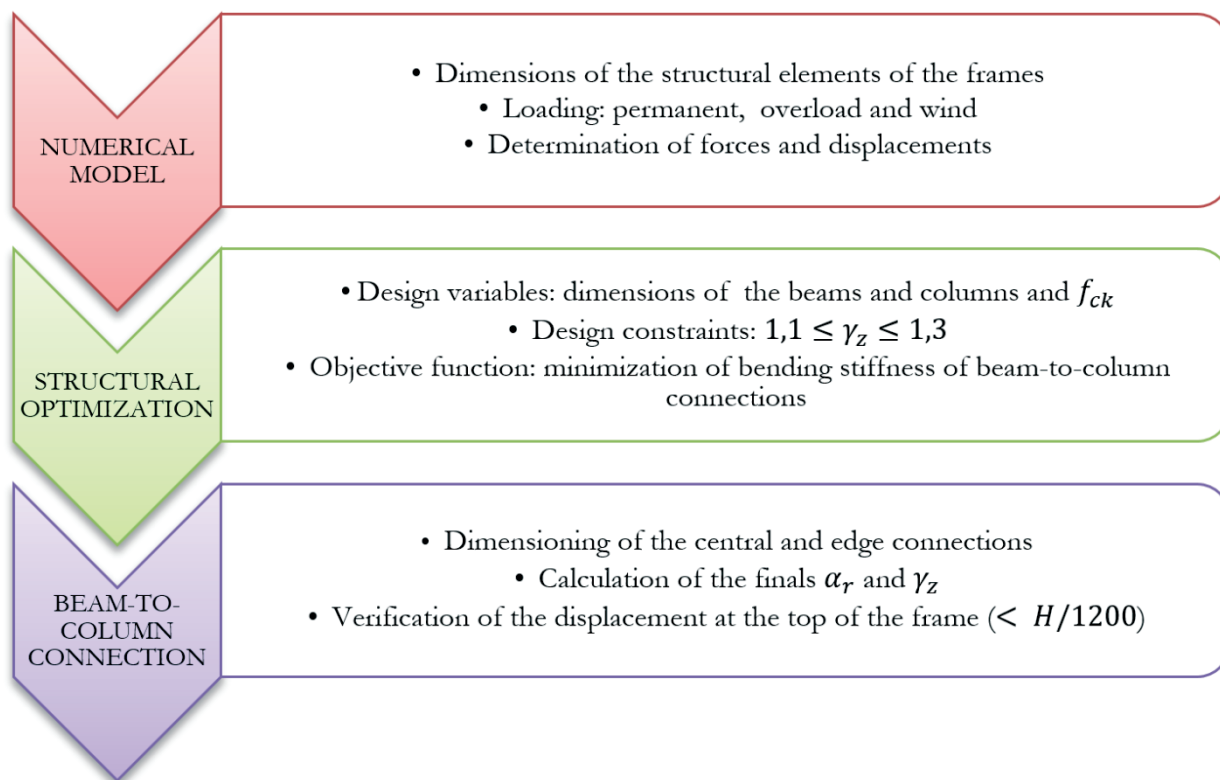


Figure 6
Frame analysis flow chart schema

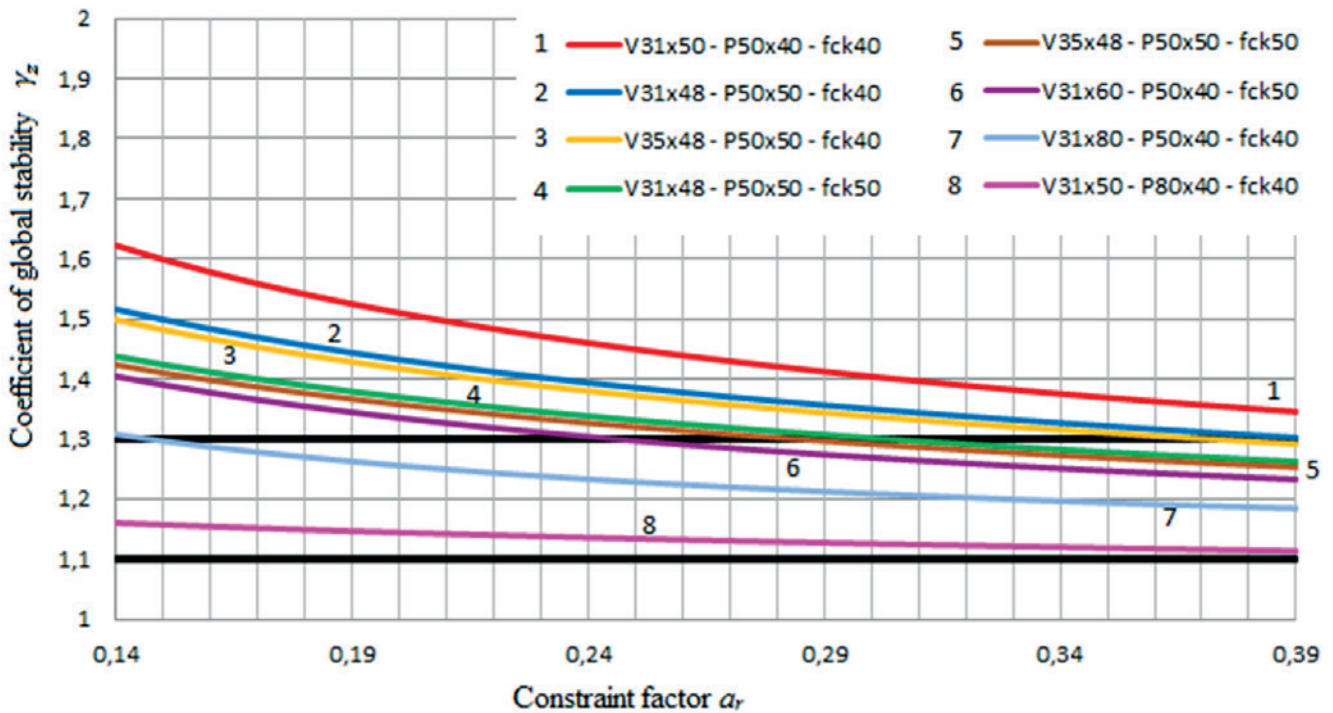


Figure 7
Behavior of the frame in response to Zone II constraint factors

Another aspect that must be checked is the maximum global displacement, which, according to Table 2 of the ABNT NBR 9062:2006 standard [2], should be smaller than the $H / 1200$ ratio, where H is the total height of the building.

To this end, it is recommended to use the frequent service combination. Equation [6] makes this combination, using wind as the primary variable of force and overload with its quasi-permanent value ($\Psi_2=0.4$).

$$F_{d,service} = G + 0,3 \cdot W + 0,4 \cdot Q \quad (6)$$

For the approximate consideration of physical nonlinearity in ULS, column stiffness was reduced by the coefficient 0.7, while beam stiffness was reduced by the coefficient 0.4, as recommended by Ferreira and El Debs [15] for structures with a constraint factor ranging from 0.14 to 0.67.

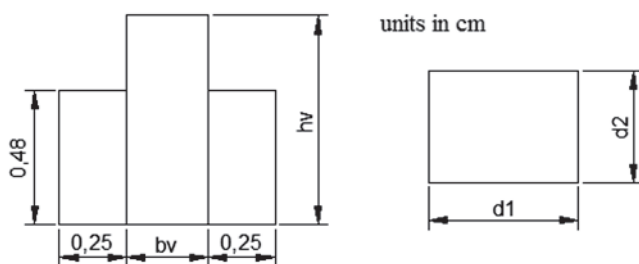


Figure 8
Cross-sections of the beams and columns of the frame

5.1 Variation of the constraint factor of the connection

The global behavior of the frame for each α_r value inside Zone II is illustrated in Figure 7.

In the eight models simulated by ANSYS, three column cross-section dimensions were tested: 50 cm x 40 cm, 50 cm x 50 cm, and 80 cm x 40 cm, in which the first dimension (d_1) is arranged in the wind direction. For the inverted T-beams (Figure 8), the following dimensions were evaluated: 31 cm x 50 cm, 31 cm x 48 cm, 35 cm x 48 cm, 31 cm x 60 cm, and 31 cm x 80 cm, where the first dimension corresponds to the base of the beam (b_v) and the second to its height (h_v). The values of concrete compressive strength were also varied between 40 MPa and 50 MPa, to verify the reduction in the coefficient of global stability γ_z .

Note that only the central portion of the beam's cross section will be optimized. The dimensions of the two lateral flanges were fixed at 0.25 cm x 0.48 cm.

5.2 Optimization of the frame

After numerical modeling, the rigid frame was subjected to the optimization test. A combination of two tools and an optimization method available in ANSYS were used for the convergence tests. The first tool (Random Generation Design) was used to test the random starting values for the design variables. The 1st order method was then applied, which uses information of the first derivative of the functions and sets precise directions to search for the optimal solution in the extensive design space. Lastly, the Sweep Generation

Table 3
Optimization test 1

| Parameter | | Lateral constraints | | Starting point |
|--------------------|----------------|---------------------|-------------|----------------|
| | | Lower limit | Upper limit | |
| Design variables | f_{ck} [MPa] | 40 | 60 | 50 |
| | α_r | 0.14 | 0.39 | 0.30 |
| | b_v [m] | 0.31 | 0.35 | 0.33 |
| | h_v [m] | 0.55 | 0.80 | 0.68 |
| | d_1 [m] | 0.40 | 0.70 | 0.55 |
| | d_2 [m] | 0.40 | 0.50 | 0.45 |
| Design constraints | γ_z | 1.1 | 1.3 | - |
| Objective function | k [kN·m/rad] | Minimize | | |

tool was used to refine the search, avoiding locally optimal points in the search for the global optimum.

Table 3 describes the characteristics of the optimization test, shown in where f_{ck} indicates the compressive strength of concrete, α_r is the constraint factor of the connection, b_v and h_v are the dimensions, respectively, of the base and height of the beam, according to Figure 8, d_1 is the dimension of the column parallel to the plane of the frame, d_2 denotes the dimension of the column perpendicular to the plane of the frame, γ_z indicates the global stability parameter, according to Equation [2], and k is the stiffness of the beam-to-column connection, given by Equation [7], adapted from ABNT NBR 9062:2006 [2] as a function of the constraint factor α_r ,

$$k = \frac{3 \cdot EI_{sec}}{l_{ef}} \cdot \left(\frac{\alpha_r}{1 - \alpha_r} \right) \tag{7}$$

where, for ULS:

,here 0.4 is the coefficient of reduced bending stiffness of the beams, for the approximate consideration of physical nonlinearity,

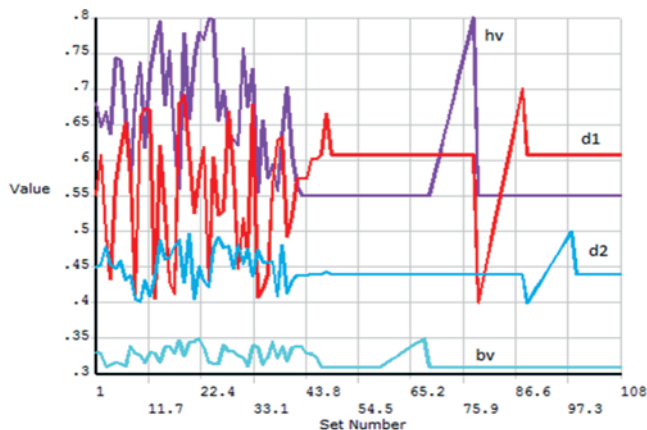


Figure 9
Optimization of beam and column dimensions

Table 4
Results of the optimization

| Parameter | | Optimal value obtained | Optimal value adopted |
|--------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| Design variables | f_{ck} [MPa] | 40 | 40 |
| | α_r | 0.14 | recalculate* |
| | b_v [m] | 0.31 | 0.31 |
| | h_v [m] | 0.55 | 0.55 |
| | d_1 [m] | 0.61 | 0.60 |
| | d_2 [m] | 0.44 | 0.45 |
| Design constraints | γ_z | 1.28 | recalculate* |
| Objective function | k [kN·m/rad] | 20619 | ≥ 20619 |

* The constraint factor α_r and the parameter of global stability γ_z will be recalculated after dimensioning the connection.

according to Ferreira and El Debs [15];

E_{ci} is the modulus of elasticity of concrete, calculated as $5600\sqrt{f_{ck}}$;

I_c is the moment of inertia of gross concrete section;

l_{ef} is the effective span length of the beam; and

α_r is the constraint factor of the connection.

Constraint factors in the interval of 0.14 to 0.39 ensure that the connection is considered to be semi-rigid with low flexural strength (Zone II), according to the classification proposed by Ferreira, El Debs and Elliot [4].

The optimum values, which were obtained after 108 iterations, are listed in Table 4. It is observed that the optimization process ends when the lowest value for bending stiffness is found. For practical and constructive purposes, an optimal value that was as close as possible to the optimal value obtained was adopted for each parameter.

Figure 9 shows the convergence process for the dimensions of the

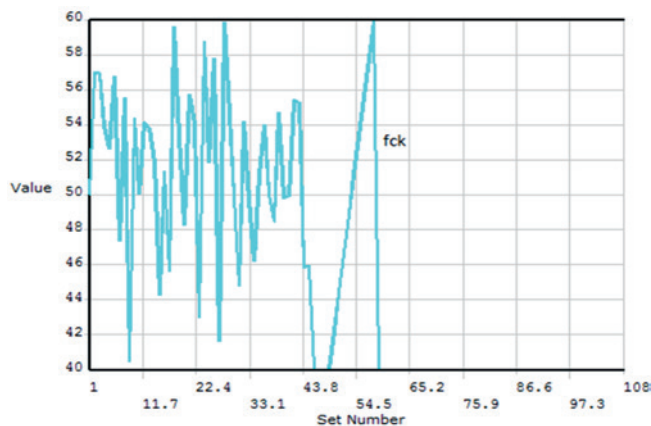


Figure 10
Optimization of f_{ck}

cross sections of beams and columns of the frame. The convergence of the values for concrete compressive strength f_{ck} , for the constraint factor of the connection α_r , and the global stability parameter γ_z are illustrated in Figure 10 and Figure 11, respectively. Figure 12 depicts the search for lowest stiffness (k) of the beam-to-column connection, which satisfies the design constraints. Note that to satisfy the conditions imposed, the area of the cross-section of the columns was increased, since the minimum value for f_{ck} was obtained.

Costa [16] presents another optimization test aimed at satisfying the constraints by increasing the concrete compression strength, limiting the base of the beam (b_v) to 31 cm and dimension d_2 of the column to 40 cm.

Costa, Lima and Alva [17] optimized a second rigid frame and demonstrated that semi-rigid connections with a constraint factor of about 0.37 are responsible for a reduction of 53% of the moment at the base of the columns and of 75% of the displacement at the top of the frame when compared with hinge and pin connections.

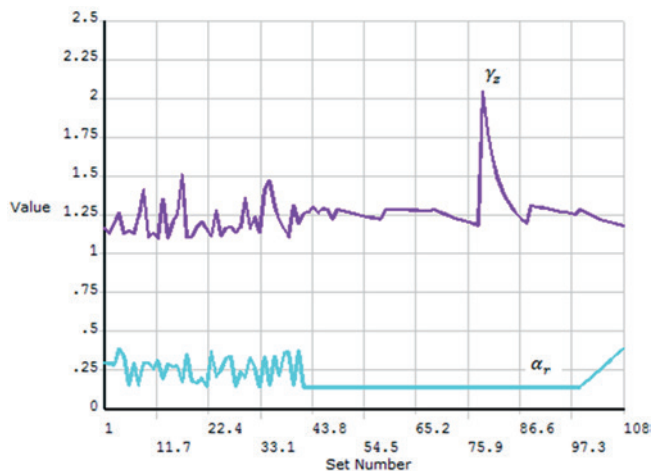


Figure 11 Optimization of α_r and γ_z

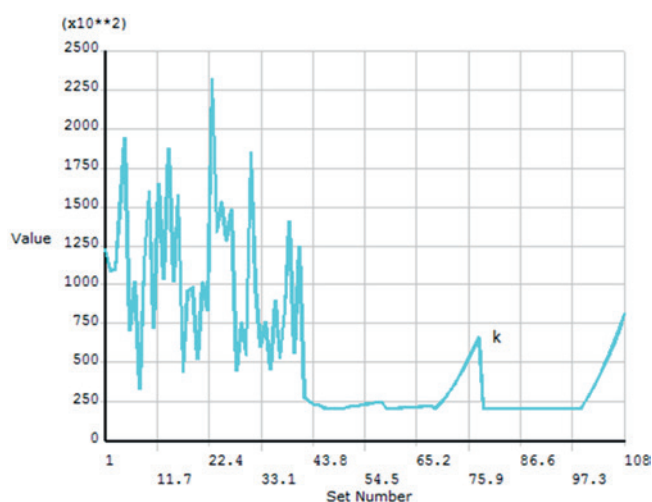


Figure 12 Optimization of k

5.3 Connection under study

To satisfy the optimum value of the stiffness of the connection, we used the connection typologies studied by Miotto [18], consisting of continuous reinforcement, anchor and support pad, as depicted in Figure 13.

The purpose of continuous reinforcement is to transfer the negative moment acting on the connection, while the anchor and the pad are responsible for transferring the positive moment, depending on the load.

This connection was adopted for its simplicity of execution. Furthermore, the stiffness of this connection at the negative and positive bending moment was studied by authors as Ferreira, El Debs & Elliot [4 and 15].

Connections with continuous reinforcement are subject to two main strain mechanisms that cause relative rotations between beam and column, which are due to bending loading. The first mechanism involves slippage of the continuous reinforcement inside the column, and the second to the slippage induced by the formation of bending cracks at the end of the beam, whose length depends on the beam's useful height. In the international literature, analytical models that take into account the effect of these mechanisms are described by Park & Paulay [19], Paultre et al. [20] and, more recently, in the studies of Sezen & Moehle [21], Sezen & Setzler [22] and Kwak & Kim [23].

Ferreira, El Debs & Elliot [4] propose that the secant stiffness of the connection at the negative bending moment ($k_{\phi n}$) should be calculated by Equation [8],

$$k_{\phi n} = \left(\frac{l_e}{0.9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2} + \frac{l_p}{E_{cs} \cdot I_{cr}} \right)^{-1} \quad (8)$$

where:

l_e : embedment length of the continuous reinforcement inside the column;

l_p : length of the region of the connection corresponding to half the bracket length plus the useful height d of the beam at the end of the support;

E_s : longitudinal modulus of elasticity of the continuous reinforcement steel bar;

A_s : area of the negative reinforcement passing through the column;

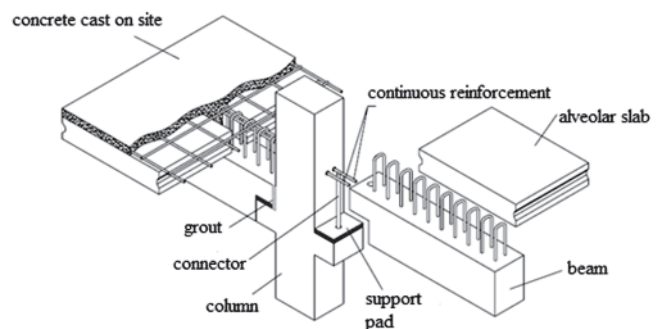


Figure 13 Connection with continuous reinforcement, anchor and support pad, according to Miotto [16]

Table 5
Connection for the central column

| Moment | Parameters | | Stiffness of the connection (k) | Constraint factor of the connection (α_r) |
|----------|------------|------------------------|---------------------------------|--|
| Negative | I_e | 30 cm | 68659.32 kN·m/rad | 0.35 |
| | I_p | 69.9 cm | | |
| | E_s | 210 GPa | | |
| | A_s | 2 ϕ 32 mm | | |
| | d | 49.9 cm | | |
| | E_{cs} | 30104.88 MPa | | |
| | I_{cr} | 205432 cm ⁴ | | |
| Positive | ϕ_b | 7 mm | Construction purpose | |
| | h_a | 1 cm | | |

d : useful height at the end of the beam;
 E_{cs} : secant modulus of elasticity of the concrete;
 I_{cr} : moment of inertia of the homogenized cracked section in Zone II.
 To calculate the secant stiffness in positive bending ($k_{\phi p}$), Ferreira and El Debs [15] recommend the use of Equation [9],

$$k_{\phi p} = \frac{0,45 \cdot E_s \cdot d^2 \cdot \phi_b^4}{(h_a + 2 \cdot \phi_b)^3} \quad (9)$$

where:
 E_s : longitudinal modulus of elasticity of the steel anchor;
 d : useful height at the end of the beam;
 ϕ_b : anchor diameter;
 h_a : support pad thickness.

Since the connections of the frame in question are not subjected to positive moment loads, these will not be calculated. However, the support pad and anchor will be used for the constructive purpose

of maintaining the stability and the best accommodation between beam and column.

A nominal concrete layer of 3 cm, a 0.5 cm stirrup and a 40 cm long bracket were adopted.

Tables 5 and 6 describe the aforementioned parameters and results found for the beam-to-column connections for a central column and corner column, respectively.

Considering that the steel of the negative reinforcement is AC-50 grade, the ultimate strength M_{Rd} , calculated by Equation [10], is 314.09 kNm, while the calculated loading moment of the most loaded connection is 285.40 kNm.

$$M_{Rd} = 0.9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s \geq M_{Sd} \quad (10)$$

where:
 M_{Rd} is the calculated loading moment in the connection;
 d is the useful height of the beam;
 f_{yd} is the calculated yield strength of the reinforcement steel used;

Table 6
Connection for the edge column

| Moment | Parameters | | Stiffness of the connection (k) | Constraint factor of the connection (α_r) |
|----------|------------|------------------------|---------------------------------|--|
| Negative | I_e | 57 cm | 57140.67 kN·m/rad | 0.31 |
| | I_p | 69.9 cm | | |
| | E_s | 210 GPa | | |
| | A_s | 2 ϕ 32 mm | | |
| | d | 49.9 cm | | |
| | E_{cs} | 30104.88 MPa | | |
| | I_{cr} | 205432 cm ⁴ | | |
| Positive | ϕ_b | 7 mm | Construction purpose | |
| | h_a | 1 cm | | |

A_s is the area of reinforcement steel in the connection; and M_{sd} is the calculated loading moment in the connection.

Table 7 describes the model in terms of maximum global horizontal displacement, which is limited to $H/1200$ in Table 2 of the ABNT NBR 9062:2006 standard [2], where H corresponds to the total height of the building.

Figure 14 shows the bending moment diagram of the frame with its final connections. Figure 15 depicts the ultimate displacement of the frame, analyzed in the SLS condition.

Semi-rigid connections with an average constraint factor of 0.33 sufficed to satisfy the parameter of global stability, the loading moment da connection and the ultimate displacement at the top of the frame.

In the study developed by Meireles Neto [8], the same frame composed of 81 cm x 48 cm beams and 50 cm x 50 cm columns, with f_{ck} equal to 40 MPa, reached a 1.9 cm displacement at the top. In their case, the semi-rigid connections presented a constraint factor of 0.30, contributing for the parameter of global stability (γ_z) to reach a value of 1.34. In Table 7, it is clear that the displacements and the γ_z obtained here were much smaller than those reported by Meireles Neto [8]. This is due to the greater inertia of the beams and columns and the reinforcement employed to offset the loading moment in the connection used in this study.

5.4 Analysis of semi-rigid foundation

In order to evaluate the effect of the semi-rigidity of the column-to-foundation connections, the numerical model of the frame was modified by inserting the spring element COMBIN14 at the base of the columns. We considered only the rotation of the spring on the axis perpendicular to the plane of the frame, resulting from the elastic shortening of the piles, according to Equation [11]. In this study, ground deformability (vertical at the base of the piles and horizontal along their shaft) was not considered. Therefore, the nodes at the base of the columns were prevented from shifting by inserting a clamp immediately below the spring element (Figure 16),

$$k_f = \frac{A_e \cdot E_c \cdot e^2}{2 \cdot l_e} \tag{11}$$

where:

A_e refers to the sum of the cross-sectional areas of the piles;

E_c is the modulus of elasticity of concrete;

e refers to the distance between the axes of the piles; and

l_e is the length of the piles.

The calculated stiffness of two piles with a diameter of 40 cm and length of 15 m, spaced 1.4 m apart, with a characteristic concrete compressive strength of 30 MPa, is 503643.6 kNm/rad.

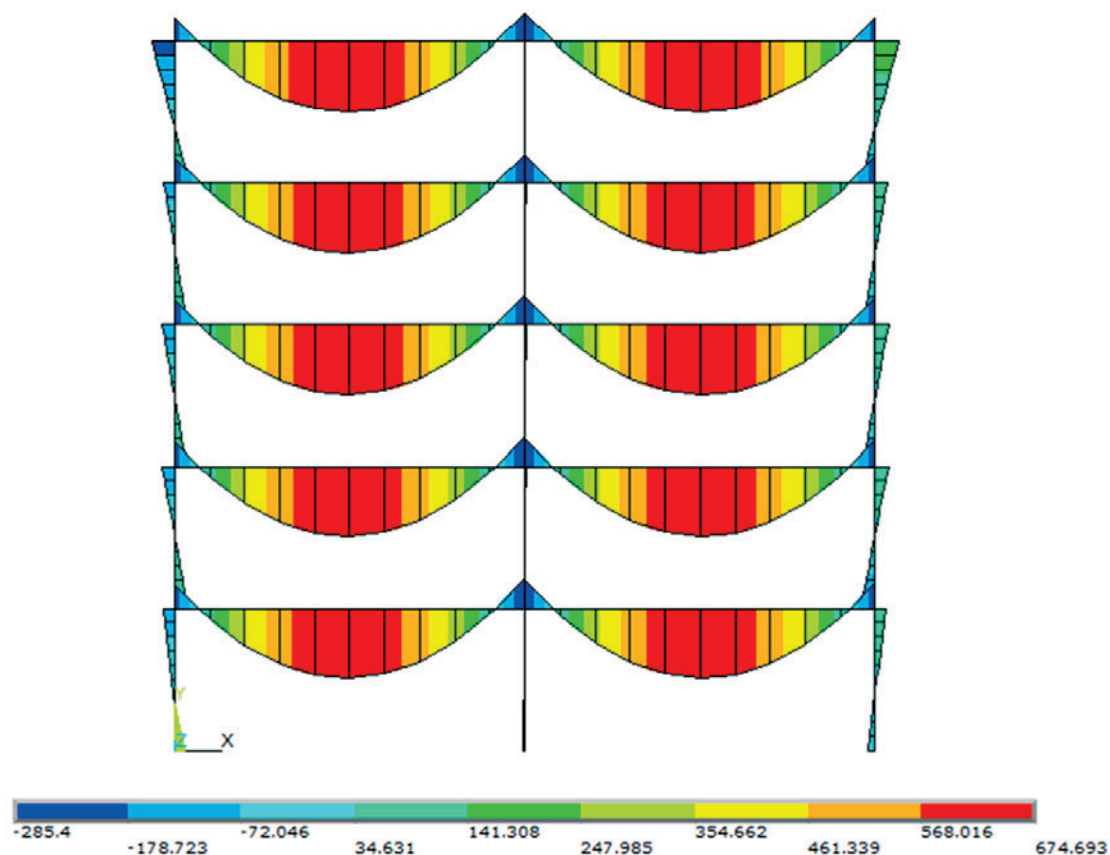


Figure 14
Diagram of bending moment (kN.m) on ULS conditions

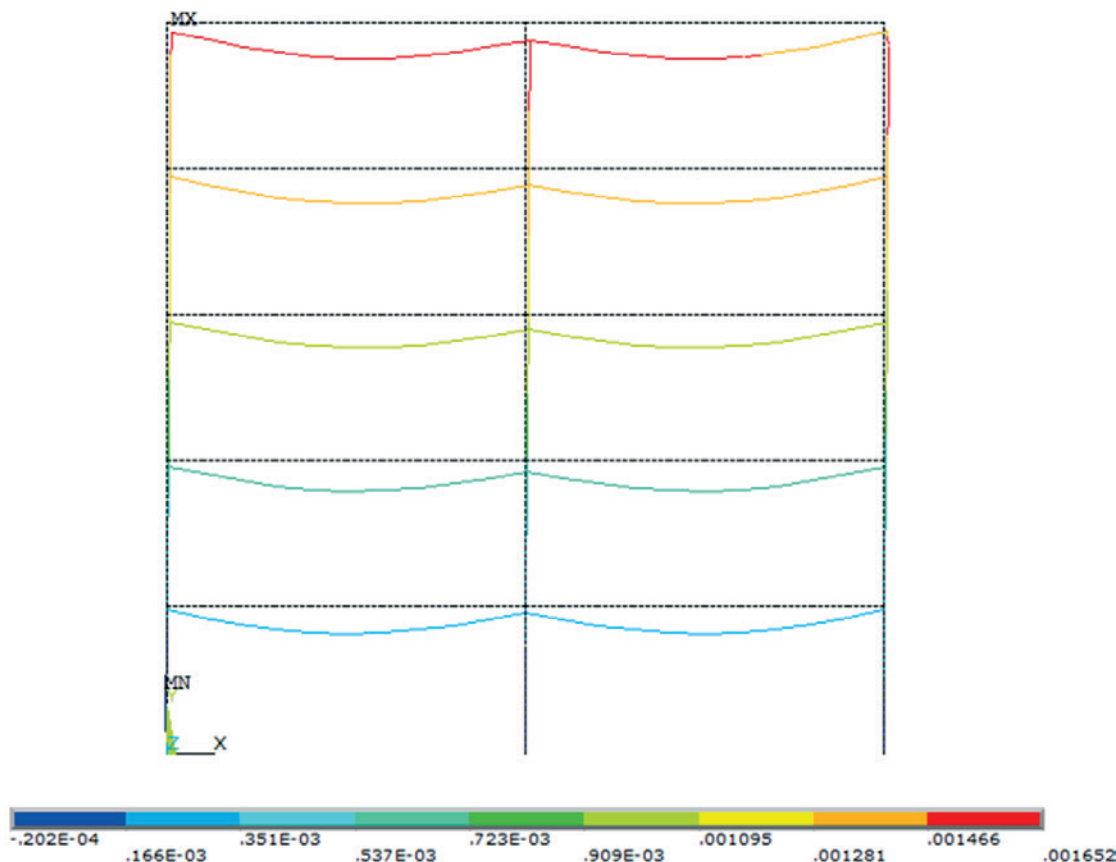


Figure 15
Displacement of the frame (m) on SLS conditions

The stiffness of the beam-to-column connections will be determined by the optimization process.

Finally, after determining the optimal values of the design variables, the constraint factor for the column-to-foundation connection can be calculated, according to Equation [12],

$$\alpha_{rf} = \left(1 + \frac{3 EI_{sec-column}}{k_f l_{column}} \right)^{-1} \tag{12}$$

where:

$EI_{sec-column}$ is the secant stiffness of the column according to ABNT NBR 6118:2014 [6]; and

l_{column} is the length of the column.

The optimization applied to the modified frame with semi-rigid connections at the base of the columns had the same lateral con-

straints as those of the preceding process (Table 3). The same tools and optimization method were also applied.

The optimal values determined and adopted in this study are described in Table 8. It should be noted that, when considering the semi-rigidity of column-to-foundation connections, the cross-section of the columns must be increased for a compensatory effect. Based on the optimal values that were adopted, the constraint factor of the column-to-foundation connection was calculated, according to Equation [11]. Table 9 lists the results obtained in the verification of the model.

The adopted stiffness of the beam-to-column connection was equal to 26000 kNm/rad to account for the ultimate displacement at the top of the frame, which, according to the ABNT NBR 9062:2006 standard [2], should be smaller than or equal to $H/1200$, where H corresponds to the total height of the building.

Table 7
Verification of the optimal model

| Type of connection | k [kN·m/rad] | α_r | ΔM_d [kN·m] | M_{1d} [kN·m] | γ_z | D_{top} [cm] (SLS) | $D_{ultimate}$ [cm] (SLS) |
|--------------------|--------------|------------|---------------------|-----------------|------------|----------------------|---------------------------|
| central | 68659.32 | 0.35 | 5.31 | 50.45 | 1.12 | 0.165 | 1.35 |
| edge | 57140.67 | 0.31 | 5.31 | 50.45 | 1.12 | 0.165 | 1.35 |

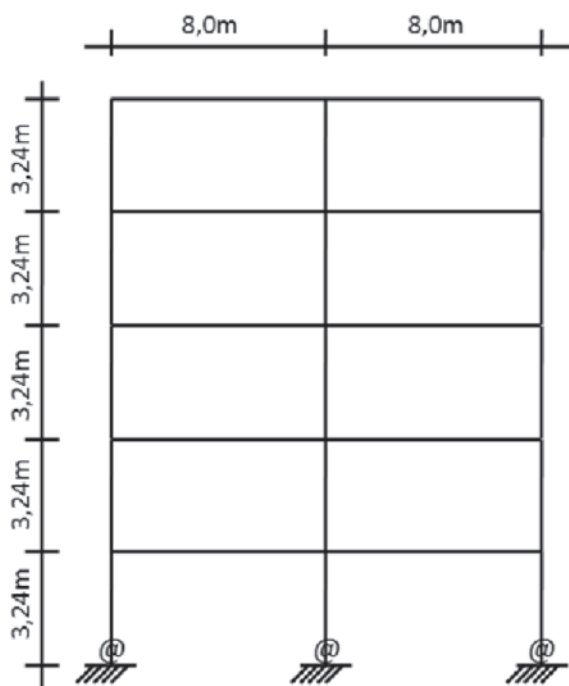


Figure 16 Model of frame with semi-rigid connections

6. Conclusions

This paper highlights the importance and advantages of the optimization process applied to numerical modeling for structural analysis. The primary focus of this work was the search for optimized solutions in terms of the cross-sectional dimensions of the elements of structural framing systems, considering the possibility of using semi-rigid connections with low flexural strength, while ensuring that their easy construction and assembly is preserved, since this is one of the main advantages of using precast concrete elements. Only the benefits that are related to the simplicity of the constructive process are presented, believing that a simple process generates lower costs.

After modeling and optimizing the frame, the following conclusions can be drawn:

- Increasing the stiffness of the connection, the concrete compressive strength and the cross-sectional dimensions of the structural elements contributed to stiffen the frame and reduce the coefficient of global stability γ_z .
- The higher the constraint factor of the connection the lower the

moments at the base of the columns and the displacement at the top of the building.

- Semi-rigid beam-to-column connections with an average constraint factor of 0.33 sufficed to satisfy the maximum horizontal displacement allowed, the loading moment of the connection, and to ensure a global stability parameter of 1.12. It is observed that the constraint factor is a characteristic of the adopted connection in this work. Furthermore, for higher frames, the global stability parameter tends to increase.
- The continuous reinforcement adopted for the connections satisfied their loading moment. This reinforcement, allied to the inertia of the beams and columns, enabled the displacement at the top of the building to be about 87% lower than the maximum allowable value.
- With regard to the semi-rigidity of the column-to-foundation connections, the optimization process involved an increase in the cross-section of the column as a way to stiffen the frame, offsetting the effect generated by the connections at the base.

It was therefore demonstrated that connections with low flexural strength are able to ensure the global stability of the frame, representing a further advantage of precast concrete structures, because they preserve the feasibility of building with these structures.

7. Acknowledgement

The authors gratefully acknowledge CAPES (Brazil's Federal Agency for the Support and Improvement of Higher Education) for its financial support of this work.

8. References

- [1] EL DEBS, M. K. Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações. São Carlos. Projeto REENGE, EESC-USP, 2000.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro, 2006.
- [3] ELLIOT, K. S.; DAVIES, G.; GÖRGÜN, H.; ADLPARVAR, M. R. The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures. PCI Journal, v. 43, n. 2, p. 42-60, 1998.
- [4] FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidias em Estruturas de Concreto Pré-Moldado. In: 44º Congresso Brasileiro de Concreto, 2002.
- [5] ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; FERREIRA, M. A.; GORGUN, H.; MADHI, A. A. Can Precast Concrete Structures be De-

Table 9

Verification of the modified optimal model

| Type of connection | k [kN·m/rad] | α_r | ΔM_d [kN·m] | M_{1d} [kN·m] | γ_z | D_{top} [cm] (SLS) | $D_{ultimate}$ [cm] (SLS) |
|--------------------|--------------|------------|---------------------|-----------------|------------|----------------------|---------------------------|
| C-F | 503643.6 | 0.68 | 62.47 | 298.00 | 1.27 | 1.34 | 1.35 |
| B-C | 26000 | 0.17 | 62.47 | 298.00 | 1.27 | 1.34 | 1.35 |

C-F: represents the column-to-foundation connection; B-C: represents the beam-to-column connection.

- signed as Semi-Rigid Frames? Part 2: Analytical Equations and Column Effective Length Factors. *The Structural Engineer: International Journal of the Institution of Structural Engineers*, London, UK, v. 81, n. 16, p. 28-37, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [7] MOTA, J. E. Avaliação Numérica da Eficiência de uma Ligação Viga-Pilar Semi-Rígida em estruturas de Concreto Pré-Moldado. In: 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2009.
- [8] MEIRELES NETO, M. Estabilidade de Edifícios de Concreto Pré-Moldado com Ligações Semirrígidas. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2012.
- [9] ALENCAR, P. H. L.; PARENTE Jr., E.; ALBUQUERQUE, A. T. Determinação da Rigidez à Rotação de Ligações Pré-Moldadas Utilizando o Método dos Componentes. In: 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2013.
- [10] PINTO, J. F. A.; SILVA Jr., L. A.; DUTRA, C. M.; PAES, J. L. R. Estudo do Comportamento Estrutural de um Edifício de Pequena Altura em Concreto Pré-Moldado, Considerando a Continuidade de Ligações Viga-Pilar. In: 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2013.
- [11] MONCAYO, W. Z. M. Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.
- [12] MENON, A. Structural Optimization Using ANSYS and Regulated Multiquadric Response Surface Model. Dissertação (Mestrado). The University of Texas, Arlington, 2005.
- [13] ZHANG, J.; ZHONG, J.; HE, L.; GAO, R. An Improved Method of Structural Optimization Based on ANSYS. In: 2nd International Conference on Computer Modeling and Simulation, 2010.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [15] FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K. Análise de Estrutura Pré-Moldada com Ligações Semi-Rígidas para Múltiplos Pavimentos. In: 45º Congresso Brasileiro de Concreto, 2003.
- [16] COSTA, R. R. R. Otimização do Comportamento de Sistemas Estruturais Pré-Moldados de Concreto com Ligações Viga-Pilar Deformáveis à Flexão. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Uberlândia, 2015.
- [17] COSTA, R. R. R.; LIMA, M. C. V.; ALVA, G. M. S. Minimização Da Rigidez À Flexão De Ligações Viga-Pilar Em Sistemas Estruturais Pré-Moldados De Concreto. *Ciência & Engenharia*, v. 24, n. 1, p. 53-62, 2015.
- [18] MIOTTO, A. M. Ligações Viga-Pilar de Estruturas de Concreto Pré-Moldado: Análise com Ênfase na Deformabilidade ao Momento Fletor. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- [19] PARK, R.; PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [20] PAULTRE, P.; CASTELE, D.; RATTRAY, S.; MITCHELL, D. Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Subassemblages – a Canadian Code Perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16, 627-49, 1989.
- [21] SEZEN H.; MOEHLE, J.P. Bond-Slip Behavior of Reinforced Concrete Members. In: fib-Symposium (CEB-FIP) – Concrete Structures in Seismic Regions. Athens, Greece, 2003.
- [22] SEZEN H.; SETZLER, E.J. Reinforcement Slip in Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, 105(3): 280-9, 2008.
- [23] KWAK H.G.; KIM, S.P. Simplified Monotonic Moment-Curvature Relation Considering Fixed-End Rotation and Axial Force Effect. *Engineering Structures*, 32, 69-79, 2010.

Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes

Influência do empacotamento e dispersão de partículas no consumo de cimento de concretos

B. L. DAMINELI^a
bruno.damineli@usp.br

R. G. PILEGGI^a
rafael.pileggi@usp.br

V. M. JOHN^a
vanderley.john@lme.pcc.usp.br

Abstract

Due to environmental issues, the concrete chain seeks to reduce CO₂ emissions. However, growing demand from developing countries causes the increase of CO₂ emissions in production to exceed decreases generated by industrial actions, such as improving kilns and clinker replacement. New strategies are important. Changes in the concrete formulation, making it more efficient, can help if these changes produce concrete with the same performance and lower cement consumption. In this regard, the improvement of packing and dispersion of particles increases this efficiency. The better the packing, the lower the volume of voids between particles, thereby requiring lower fluid content (water) to permit flow. The dispersion of the particles also decreases the water content for the same fluidity. The less the water content, the smaller the water/cement (w/c) ratio, and the greater the resistance. Thus, both strategies increase the efficiency by uncoupling obtaining fluidity from the water content. This study investigated the influence of packing and dispersion on the efficiency of cement use in concrete. The increase of packing and the complete dispersion of fine particles has been shown to improve efficiency, as measured by the ratio between binder consumption and compressive strength (the performance parameter used in most practical applications).

Keywords: concrete, design efficiency, binder, CO₂, sustainability.

Resumo

Devido a questões ambientais, a cadeia do concreto busca reduzir emissões de CO₂. Porém, a demanda crescente de países em desenvolvimento faz com que o aumento da produção supere as diminuições geradas por ações industriais como melhoria de fornos e substituição de clínquer. Novas estratégias são fundamentais. Mudanças na formulação de concretos, tornando-a mais eficiente, podem ajudar caso produzam concretos de mesmo desempenho e menor consumo de cimento. Neste sentido, a melhoria do empacotamento e dispersão das partículas aumentam esta eficiência. Quanto melhor o empacotamento, menor o volume de vazios entre as partículas, demandando menor teor de fluido (água) para permitir fluidez. A dispersão das partículas também diminui o teor de água para a mesma fluidez. Quanto menos água, menor a relação a/c e maior a resistência. Assim, ambas as estratégias aumentam a eficiência ao desatrelar a obtenção de fluidez ao teor de água. Este trabalho estudou a influência do empacotamento e dispersão na eficiência do uso do cimento de concretos. Demonstrou-se que o aumento do empacotamento e a completa dispersão das partículas finas permitem atingir melhor eficiência – medida pela relação entre consumo de ligantes e resistência à compressão (parâmetro de desempenho utilizado na maior parte das aplicações práticas).

Palavras-chave: concreto, eficiência de dosagem, ligantes, CO₂, sustentabilidade.

^a Escola Politécnica, Departamento de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

1. Introduction

Due to the high magnitude of the CO₂ released by the production of clinker, making a sustainable concrete is currently focussed primarily on replacing clinker using mineral admixtures, assuming that the mineral admixture has lower or even zero emissions. There is also a second strategy of replacing natural aggregates by recycled aggregates, which is closely linked to the use of natural resources and reduction of waste disposal in landfills. However, the increase in recycled aggregate content in concretes, if not properly made, frequently increases the cement content and therefore also increases CO₂ emissions [1], which is, most of the time, neglected in an overall sustainability assessment. This strategy will not be discussed in this paper.

In the first strategy, the impact is typically measured in kg CO₂ emitted per cubic metre of concrete or, in a more practical evaluation, by the clinker replacement rate by such admixtures as blast furnace slag (BFS) or fly ash (FA). The lower the CO₂/m³ or the higher the admixtures, the higher the efficiency in sustainability terms.

However, the CO₂ emissions from cement production have increased since the 1940s. This growth occurred despite some success in specific reduction (kg/kg) of emissions, mainly due to increasing energy efficiency in kilns and replacing clinker. The current mitigation strategies have not been able to accommodate the growing global demand for cement [2]. To aggravate the situation, the production growth is inevitable and important due to social issues in developing countries. In addition, there is not enough mineral admixture to increase clinker replacement rates [3], which may explain much of the increase in CO₂ emissions.

Currently, cement is responsible for 5-8% of the total global CO₂ emissions [4]. The global cement production forecast for 2050 varies between 3.69x10⁹ t/yr [2] and 5x10⁹ t/yr in a high growth scenario [5], representing a factor of 2.5 increase over the production of 2010. If the mitigation strategies remain the same up to 2050, cement production can become responsible for 20-30% of the CO₂ emissions [2,5]. This situation may be further aggravated if the allocation of CO₂ to BFS and FA becomes a rule, as is a worldwide trend [6-8], or if a future shortage of these waste materials occurs [9-10].

Another option to reduce the environmental burden on clinker production is carbon capture and storage. However, carbon capture and storage is a very expensive strategy that can further increase the cement production costs, even doubling those costs [11-12], which is not sustainable as the most affected consumers would be the developing countries that need cement to ensure the construction of infrastructure and low cost housing.

This article aims to provide a comparison between the efficiency of cement use in conventional and packing and dispersed designed concretes. This route for increasing concrete sustainability is new, since it could allow processing of concretes with the same performance and lower cement consumption – lower CO₂ emissions.

2. Theory of packing and dispersion of particles applied to concrete technology for decreasing cement content

According to the theory of packing of particles, the use of particle fractions of different sizes – where the smaller particles fill

the voids between the larger particles, successively to smaller and smaller sizes – can generate a system with a significant decrease in void volume. In the concrete, a fluid is inserted to fill these voids and make particles move (ensuring the flow, which is essential to enable moulding). Therefore, the control of the voids between particles is crucial, since the lower this void volume, the lower the fluid requirement for the same flow.

In the specific case of concrete, the lower the void volume between aggregates, the lower the volume of paste (cement plus water) necessary for the flow. Considering that the concrete strength is given by the water/cement ratio (w/c), the decrease in paste volume maintaining the same w/c can mean a reduction in the final cement content maintaining resistance, which configures an increase in use efficiency of the cement. Fluidity is no longer linked exclusively to water content as in the usual dosage technology. The problem is that, currently, fluidity is seldom used in conventional concrete technology due to lack of parameters for measuring voids between aggregates.

There are several particle packing theories, many of them based on mathematical equations that try to calculate the volume of voids for a given set of particles of known size. Among these theories, this work will use the theory of Westmann and Hugill (1930) as modified by Funk and Dinger [13]. Initially, the apparent volume of each size class in the granulometric distribution is calculated per Equations 1 to 4:

$$V_{\alpha 1} = \alpha_1 \cdot x_1 \quad (1)$$

$$V_{\alpha 2} = x_1 + \alpha_2 \cdot x_2 \quad (2)$$

$$V_{\alpha 3} = x_1 + x_2 + \alpha_3 \cdot x_3 \quad (3)$$

$$V_{\alpha n} = \sum_{j=1}^{n-1} x_j + \alpha_n \cdot x_n \quad (4)$$

Where

α_i = apparent volume of monodispersion i size class, defined by equation x_i ; x_i = volumetric fraction of size class i ; $V_{\alpha i}$ = apparent volume calculated referenced in particle size class i ; n = number of particle size classes in the complete distribution.

This calculation requires that the size classes of the particle size distribution follow a series of sieves with a ratio of $\sqrt[4]{2}$, such as the complete series of ASTM E11. If the distribution to be analysed does not have the complete series of sieves, it must be recalculated using interpolation. The apparent volume of monodispersions of each size class can be calculated by Equation 5:

$$\alpha_i = \frac{1}{1 - \left(\frac{1}{RTC}\right)^q} \quad (5)$$

Where

RTC = class size ratio, preferably $\sqrt[4]{2}$; q = modulus of the ideal particle size distribution according to the Westmann and Hugill model (0.37, which provides the highest packing density for perfect spheres). The Westmann and Hugill modified model is shown below.

The Westmann and Hugill modified model [13] is described in Equation 6. In this model, there is the introduction of the minimum

particle size in relation to the original model. The model was designed for the calculation of the distribution module q, which indicates the slope of the accumulated granulometric curve.

$$\frac{CPFT}{100} = \frac{D^q - D_s^q}{D_L^q - D_s^q} \tag{6}$$

Where

CPFT = accumulated percentage below D; D = particle size; D_s = smaller particle size of the distribution; D_L = largest particle size of the distribution; q = distribution modulus.

Through this model, Funk and Dinger [13] did computational simulations where they determined the distribution modulus (q) that results in the highest packaging density. For perfect spheres, this value is q = 0.37, according to Figure 1 and the value used in Equation 5.

From Equation 5, the apparent volume V_{ai} can be calculated for all size classes of the distribution. The largest apparent volume V_{ai} defines the size class with the lowest degree of packing and therefore the minimum porosity (voids between particles) expected for the complete granulometric distribution. From the largest apparent volume V_{ai}, the minimum expected porosity can be calculated from Equation 7:

$$MPE = 40 \cdot \left(1 - \frac{1}{V_a}\right) \% \tag{7}$$

Where

MPE = minimum expected porosity; V_a = highest apparent volume calculated in Equation 5.

For the application of the model, some premises were adopted to simplify the calculations and interpretations: 1) all the particles found in a range of two sequential sieves are of the same diameter (monomodal system); 2) all particles are spherical; and 3) the particles settle randomly in the distribution - according to [13-15],

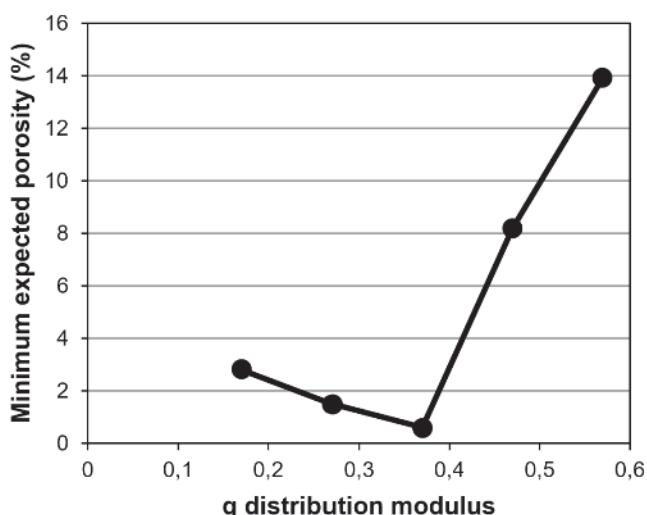


Figure 1
Minimum porosity calculated by the Westmann and Huggill modified model according to the distribution module, minimum grain of 0.17 μm and maximum of 16 mm (FUNK and DINGER, 1994)

in this condition the porosity of a system of particles of equal and spherical diameters reaches 36 to 40%. In similar systems with ordered packaging (which would resemble compact hexagonal and cube-centred crystalline atomic structures), this porosity may drop to as much as 26%. This value, therefore, can be changed, but it was in this work set on the worst condition.

It is true that the estimation of porosity through theoretical calculations presents errors of difficult measurement – up to 4%, according to Funk and Dinger [13] and Oliveira et al. [16] – due to the non-spherical morphology of the particles, which: 1) renders inaccurate measurement of their exact size in both sieving and imaging methods and therefore does not guarantee an accurate porosity calculation; and 2) generates variability of the actual porosity of the mixtures according to the method of densification adopted, since non-spherical particles present different forms of deposition. Even so, this estimation allows us to introduce into the dosage technology a greater precision in the knowledge of particle packing compared to conventional techniques.

Fine particles (such as cement suspensions) tend to agglomerate due to their low mass and high surface area, factors that make surface forces predominate over gravitational forces. As the balance of the electric charges of the surfaces of the different particles is not always in equilibrium, higher attraction forces are generated than the forces of repulsion. For the suspension, these agglomerates act as larger particles, which: 1) modifies the granulometric distribution; 2) hinders the mobility of flow lines, since the agglomerates move more slowly and act as blocks to the smaller particles, increasing the viscosity [16]; 3) generates voids within the agglomerates, increasing water consumption; and 4) decreases the efficiency of the binders because the surface area available for pozzolanic and hydration reactions is decreased (Figure 2). Thus, the total dispersion of the particles, especially fines, is a condition to make the packing project work. The condition of total dispersion of the paste must always be met, since without it the designed packing does not have any physical sense since it does not occur in practice. To obtain this dispersion with economic criteria, it is necessary to determine the minimum dispersant content required to generate the highest possible fluidity of the system, which can be measured with the aid of a paste rheometer (see item 3.2.1 - Determination of optimum dispersant content). If, however, complete dispersion is not guaranteed, the error associated with the condition of total non-dispersion of the pulp cannot be determined objectively because it causes very different rheological variations on a case-by-case basis.

3. Experimental planning, materials and methods

3.1 Materials

A common CP V cement from the Brazilian market was used, with three different limestone fillers, three different sands and three different gravels. The diversity of materials was due to the need for different particle sizes to achieve high levels of particle packing in concrete.

A polycarboxylate dispersant was used.

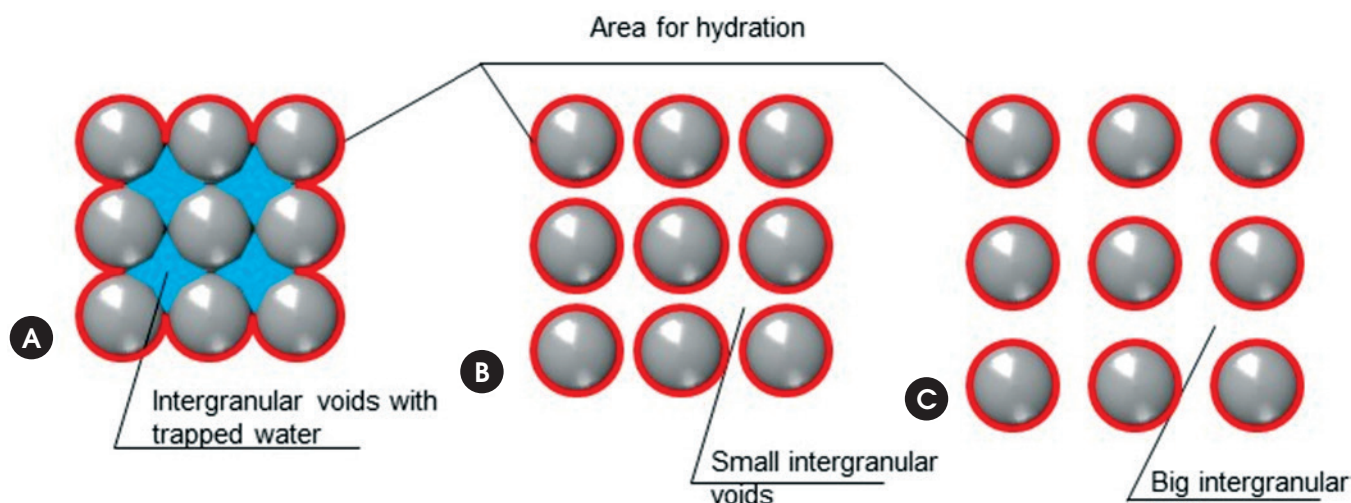


Figure 2

a) Non-dispersed particles, causing water entrapping and flow obstruction; (b) dispersed particles; (c) dispersed particles with higher distance

3.1.1 Chemical and mineralogical characterization

Table 1 shows the chemical characterization of the fines used (cement and fillers) obtained by X-ray fluorescence using a semi-quantitative method, analysis of fluorine and uranium chemical elements, in an Axial Advanced PANalytical sequential spectrometer. Table 2 presents the mineralogical characterization obtained by X-ray diffraction performed in PANalytical X'Pert PRO equipment with X'Celerator detector, with quantification by the Rietveld method with the aid of the PANalytical Inorganic Structure Database.

3.1.2 Physical characterization

All materials exhibited the following physical properties:

- A) Real density in He pycnometer, Quantachrome MVP 5DC equipment;
- B) Particle size distribution (materials with particles >500 μm) by the vibrating sieving test using the complete series of sieves described in ASTM E11. Each sieving was performed for a minimum of 20 minutes. The series of sieves used was up to a minimum diameter of 106 μm , and the material passing through this sieve was characterized by laser granulometry (test b), and the final granulometric particle size distribution was obtained through the interaction between the sieving results and laser granulometry weighted by the mass of material of each diameter;
- C) Particle size distribution (materials <500 μm such as cement, fillers and fines of gravel and sand passed in the 106 μm sieve), by laser granulometry in a Malvern Mastersizer granulometer. The particles were mixed in a liquid environment (water for non-reactive materials, alcohol for cement) at approximately 15% concentration, and ultrasonically dispersed at 2000 RPM for 2 minutes prior to the test to disperse and individualize the particles and, thus, to determine the granulometric distribution with higher precision. The possible variations of density of the

particles by size range were neglected, with adoption of the average real density measured by the test of He pycnometry;

- D) Specific surface area by BET [18], Micromeritics Gemini 2375 equipment, with the use of nitrogen gas. The samples were previously treated by a degassing procedure coupled to the equipment, necessary to remove the possible impurities (gases) present on the surface of the sample, which significantly changes the results obtained. The degassing was carried out by application of vacuum pressure to the samples for 24 hours at a temperature of 100°C for the fillers and 40°C for the cement.

In the sieving test, the use of the complete sieve series of the ASTM E11 (19000 μm , 16000 μm , 12000 μm , 11200 μm , 9500 μm , 8000

Table 1

Chemical characterization of materials by X-ray fluorescence

| Oxides (%) | CP V | Limestone 1 | Limestone 2 | Limestone 3 |
|--------------------------------|------|-------------|-------------|-------------|
| CaO | 64.5 | 51.4 | 54.6 | 60.7 |
| SiO ₂ | 15.5 | 2.21 | 2.26 | 3.68 |
| Al ₂ O ₃ | 2.81 | 0.05 | 0.07 | 0.1 |
| Fe ₂ O ₃ | 3.17 | 0.04 | 0.03 | 0.04 |
| MgO | 1.5 | 6.17 | 3.49 | 5.76 |
| SO ₃ | 7.98 | 0.01 | 0.02 | 0.02 |
| K ₂ O | 1.12 | 0.01 | 0.23 | 0.02 |
| Na ₂ O | 0.3 | – | – | – |
| P ₂ O ₅ | 0.18 | 0.03 | 0.02 | 0.05 |
| TiO ₂ | 0.26 | – | – | – |
| Outros | 0.34 | 0.03 | 0.04 | 0.04 |
| PF | 2.34 | 40.05 | 39.24 | 29.59 |

µm, 6300 µm, 5600 µm, 4750 µm, 4000 µm, 3350 µm, 2800 µm, 2360 µm, 2000 µm, 1700 µm, 1400 µm, 1180 µm, 1000 µm, 850 µm, 710 µm, 600 µm, 500 µm, 425 µm, 355 µm, 300 µm, 250 µm, 212 µm, 180 µm, 150 µm, 125 µm, 106 µm) is critical when packing of the particles needs to be determined, since the theoretical packing calculation models use all the particle size classes to improve the accuracy of void measurements between particles, as seen in item 2.

In the combination between sieve and laser granulometry, the difference in size reported in the literature between results of sieving and laser granulometry (approximately 20%) was neglected [17]. The difference is higher the more the particles move away from the spherical shape since in sieving, the particle size is determined by its smaller size, whereas in the laser test, the particle size is the result of the average of several measurements taken at random angles (<http://www.malvern.com/en/products/technology/laser-diffraction/default.aspx>).

For the measurement of the surface area, Blaine's diffused method was not performed because this technique does not yield precise results for the characterization of very fine particles with dimensions smaller than 10 µm [19]. NBR NM 76:1998 states that this technique is used mainly to verify the uniformity of the milling process of a cement factory and allows only a limited determination of the properties of the cement and may not provide significant results for cements containing ultrafine materials. This error occurs because the Carman-Kozeny equation, used in this method, is not valid for particles smaller than 10 µm [20]. We also observed that the results of Blaine present a low correlation with the fluidity of pastes containing fillers, whereas results obtained by the BET technique present more correlation with rheological responses [21].

However, the BET test also presents possible sources of error in the measurements. Experimentally, it has been determined that the time and degassing temperature have an influence on the results. Generally, the higher the sample surface area, the higher

the temperature and time need to be. However, some samples (such as cement) cannot be exposed to high temperatures in the degassing, under risk of chemical deterioration and alteration in the results. For the tested materials, a variability stabilization and an increase in the reproducibility of the measurements were observed for a 24-hour degassing time (performed in 2 laboratories by 2 different technicians). The equipment user's manual suggested 3-hour degassing, a value that did not yield good repeatability and reproducibility for the samples studied – higher variation and lower surface area values were found if compared to the values obtained after 24-hour degassing.

The sample amount also changes the BET results. For the correct measurement of the surface area, there must be a sample mass with a minimum of 1-5 m² (50 m² for measurement of the complete isothermal adsorption curve). Thus, the lower the specific surface area, the higher the required sample mass. If the specific area is too small (too much mass required), there is the possibility that there is no container available for the test.

The BET result cannot be interpreted as an absolute value because the BET result is dependent on the surface interaction between the gas and the surface of the particle (there are variations of the positive and negative surface charges of both, as well as the orientation of the adsorbed molecules and the possibility of a double adsorption layer, depending on the charges). The adsorption of the gas may be weaker or stronger depending on the ratios between the charges. If they are weaker, the gas does not penetrate the surfaces between the layers and the smaller voids or pores, because the actual measurement is only in the outer layers [22]. Different gases can deliver different results.

The BET equation also assumes that 1) the heat of adsorption of all the molecular layers after the first is equal to the heat of liquefaction, and 2) in equilibrium, the surface condensation rate is equal to the evaporation rate of the first or subsequent layers, which may intro-

Table 2
Mineralogical characterization of materials by X-ray diffraction – Rietveld quantitative method

| % estimated | | Material | | | |
|------------------------------|---|----------|------|------|------|
| Name | Chemical formula | CP V | Lim1 | Lim2 | Lim3 |
| Alite (C ₃ S) | Ca ₃ SiO ₅ | 54 | - | - | - |
| Belite (C ₂ S) | Ca ₂ SiO ₄ | 19 | - | - | - |
| Calcite | CaCO ₃ | 7 | 70 | 85 | 75 |
| Brownmillerite | Ca ₂ (Al, Fe ⁺³) ₂ O ₅ | 6 | - | - | - |
| Dolomite | CaMg(CO ₃) ₂ | - | 28 | 12 | 18 |
| Calcium sulphate dihydrate | Ca(SO ₄) (H ₂ O) ₂ | 5 | - | - | - |
| Calcium sulphate hemihydrate | Ca(SO ₄) (H ₂ O) _{0.5} | 4 | - | - | - |
| Aluminium calcium oxide | Ca ₃ Al ₂ O ₆ | 3 | - | - | - |
| Portlandite | Ca(OH) ₂ | 2 | - | - | - |
| Quartz | SiO ₂ | - | 1 | 2 | 1 |
| Tremolite | Ca ₂ Mg ₅ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂ | - | - | 1 | 3 |
| Diopside | CaMgSi ₂ O ₆ | - | - | - | 3 |
| Chalk | Mg ₃ (Si ₂ O ₅) ₂ (OH) ₂ | - | 1 | - | - |

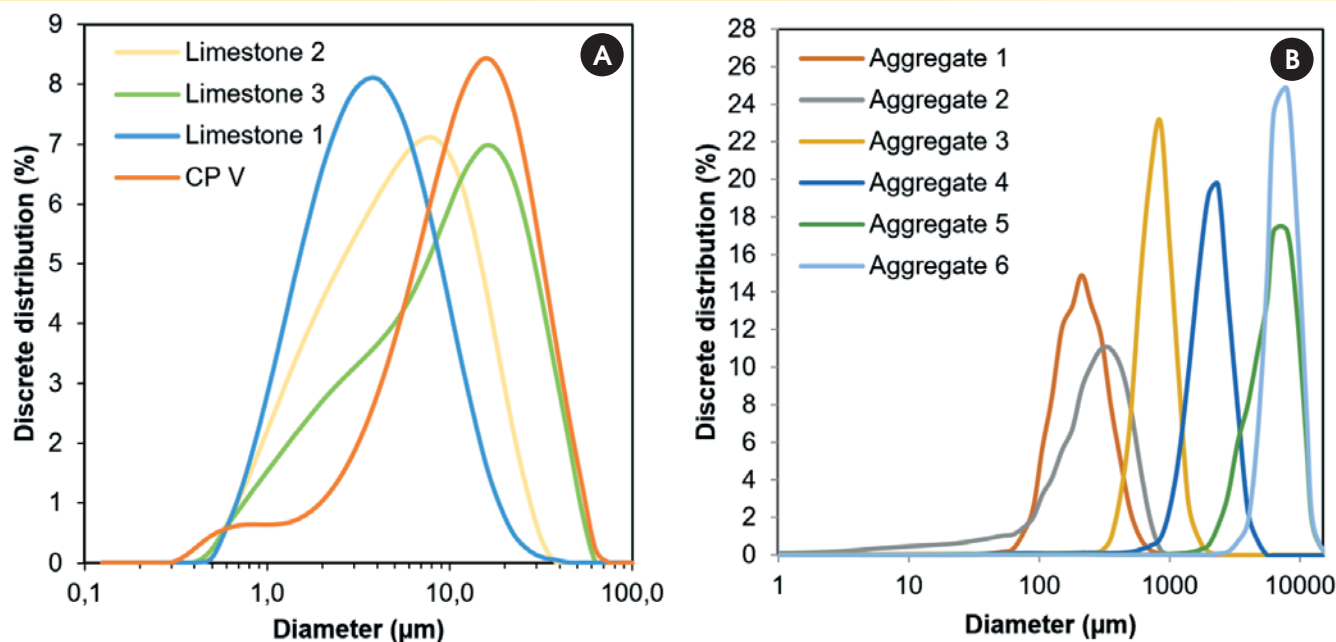


Figure 3 Particle size distribution of materials: a) fines (cement and limestone filler, $d < 125 \mu\text{m}$); b) thick (aggregates – sand and gravel, $d > 125 \mu\text{m}$)

duce intrinsic errors to the measurements. Finally, the BET equation is most useful under relative pressures of 0.05 to 0.45 – that is, it is not valid for any pressure [22]. For all these reasons, surface area measurements should be used with caution. However, because as in this study they are comparative measures with standardized procedures, they are valid for the assessments performed.

Figure 3 shows the particle size distribution of the materials. Table 3 presents the surface area (BET), m^2/g , and the real density (He picnometry), kg/dm^3 .

The CPV cement used had 33% water of normal consistency (NBR NM 43), 3:25 of start setting time and 4:45 of end setting time (NBR NM 65) and surface area of $5410 \text{ cm}^2/\text{g}$ by the Blaine method.

The dispersant used was a polycarboxylate powder (100% solids) based on polycarboxylic ether, with a yellow colour appearance, density $0.30\text{-}0.60 \text{ (kg}/\text{dm}^3)$, pH 6.5-8.5 (measured in 20% solids solution, temperature 20°C), and dosage recommendation of 0.05 to 1.00% in relation to the total mass of fines (data supplied by the manufacturer).

Table 4 presents the characterization of the selected aggregates for the experimental planning according to the related technical norms.

3.2 Methods

As the present study evaluated the influence of particle packing and dispersion on the rheological behaviour and the efficiency of cement use in concretes, concrete dosages were determined by varying the particle packing levels. The flow characteristics in fresh state and compressive strength in the hardened state were measured. All compositions were made with complete dispersion of fines by using the lowest dispersant content possible (optimum content), obtained by experimental test described in the following section.

3.2.1 Optimum dispersant content determination

As explained in item 2, the condition of total dispersion of the paste must always be met for guaranteeing the occurrence of the

designed packing. An optimum dispersant content determination test was performed, which, experimentally, proved to be the lowest content necessary to achieve the minimum possible viscosity and can be experimentally determined using a paste rheometer. The dispersant content was obtained individually for each of the fine materials by the steps:

1) Definition of a fixed water/solids (w/s) ratio – in this case, 0.35.

This ratio was a suitable experimental value for the materials, as determined by adding water to a constant solid powder mass to the point where the suspension could mix, even with difficulty, without dispersant use according to the method by Fenis (2011). For each material, the chosen w/s was the one that provided the highest possible solid concentration without a visible suspension desegregation, caused when the solid content is higher than the water can make wet (very low water, high

Table 3 Real density and surface area (BET) of materials

| Category | Material | Real density (kg/dm^3) | Área superficial (m^2/g) |
|------------|-------------|--|--|
| Cimento | CPV | 2.89 | 1.78 |
| Fillers | Limestone1 | 2.62 | 2.97 |
| | Limestone2 | 2.63 | 2.15 |
| | Limestone3 | 2.65 | 1.46 |
| Aggregates | Aggregate 1 | 2.63 | 0.21 |
| | Aggregate 2 | 2.82 | 0.34 |
| | Aggregate 3 | 2.81 | 0.20 |
| | Aggregate 4 | 2.75 | <0.10 |
| | Aggregate 5 | 2.71 | <0.10 |
| | Aggregate 6 | 2.71 | <0.10 |

Table 4

Characterization of the aggregates according to the related standards – unitary density (UD) (NM 45), real density (RD), apparent density (AD) (NM 52 – sand or NM 53 – gravel), water absorption (NM 30 – sand or NM 53 – gravel) and powder content (NM 46)

| | UD (kg/dm ³) | RD (kg/dm ³) | AD (kg/dm ³) | Absorption (%) | Fines <75 µm (%) |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------|------------------|
| Fine aggregates | NBR NM 45 | NBR NM 52 | NBR NM 52 | NBR NM 30 | NBR NM 46 |
| Aggregate 1 | 1.69 | 2.64 | 2.63 | 0.24 | 1.12 |
| Aggregate 2 | 1.86 | 2.64 | 2.62 | 0.91 | 14.7 |
| Aggregate 3 | 1.64 | 2.77 | 2.75 | 0.85 | 1.12 |
| Aggregate 4 | 1.51 | 2.62 | 2.60 | 0.91 | 0.76 |
| Coarse aggregates | NBR NM 45 | NBR NM 53 | NBR NM 53 | NBR NM 53 | NBR NM 46 |
| Aggregate 5 | 1.52 | 2.65 | 2.61 | 1.38 | 0.23 |
| Aggregate 6 | 1.54 | 2.66 | 2.70 | 1.60 | 0.60 |

- viscosity) or when solids are so distant that fluidity is made by water behaviour (high water content, low viscosity). The use of a fixed w/s ratio also allowed direct comparison between the different mixtures. This condition (maximum solid concentration) makes the suspension more difficult to disperse since particles are close and attractive forces are ageing. The ion concentration is increased, which decreases the thickness of particle dual layer. This situation is the worst for a dispersant, so the dispersant will be required in its maximum capacity.
- Mixture of 50 g powder with water (fixed w/s) without dispersant. The mixing was done adding powder to water in an IKA R1303 "Dissolver Stirrer" blender (Figure 4a) for 2 minutes at a rotational speed of 600 RPM. Then, blender rotation was raised to 1500 RPM, and the blending was performed for an additional 3 minutes.
 - Paste was placed on the AR-550 rheometer, TA Instruments, plate-to-plate geometry (Figure 4b).
 - The rheological curve (shear rate x shear stress) was determined by a flow rheometry test. The test was standardized to increase (acceleration) the shear rate from 0 to 400 s⁻¹ within

- the time of 1 minute, with a shear rate measurement every 4 seconds. Then, the shear rate was decreased (decelerated) from 400 to 0 s⁻¹, and shear stress was measured, resulting in a round-trip rheological curve.
 - Repeat procedures 2 to 4 for increasingly dispersant contents. Rheometry flow test for each blend (one test for each dispersant content) followed steps of Figure 5.
 - For each test, the apparent viscosity at the point of highest shear rate tested (400 s⁻¹) was determined (the rate of 400 s⁻¹ was adopted because it allows a more complete analysis of the rheological behaviour of cementitious materials).
 - Graphic "Dispersant content x apparent viscosity" was made for the determination of the lowest apparent viscosity level reached with the lowest possible dispersant content.
- Figure 6a shows the various curves "shear rate x shear stress" for one of the materials studied. Figure 6b shows the graph "dispersant content vs. apparent viscosity" resulting from the curves of Figure 6a.
- The optimum dispersant contents of the materials CP V, Lime-

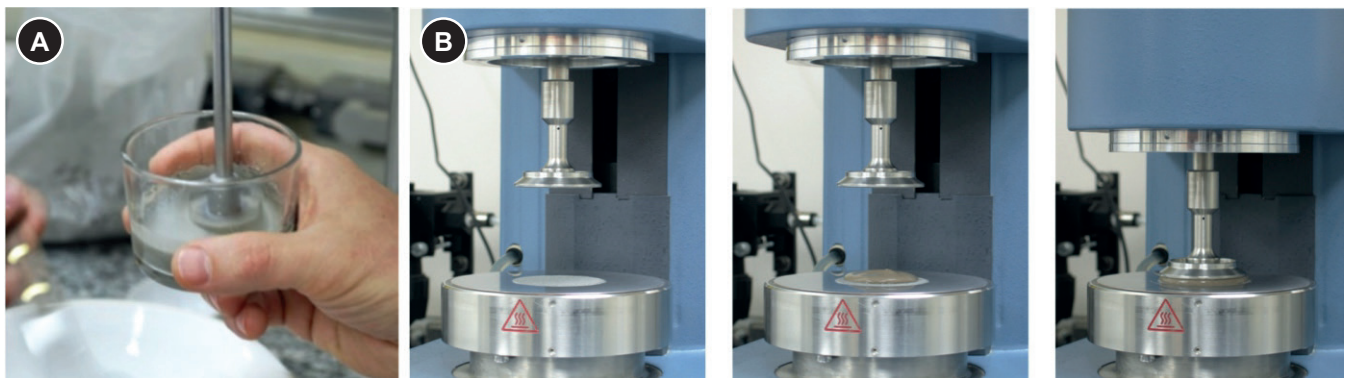


Figure 4
a) Paste mixing equipment, IKA R1303 "Dissolver Stirrer"; b) paste rheometer AR-550, TA Instruments

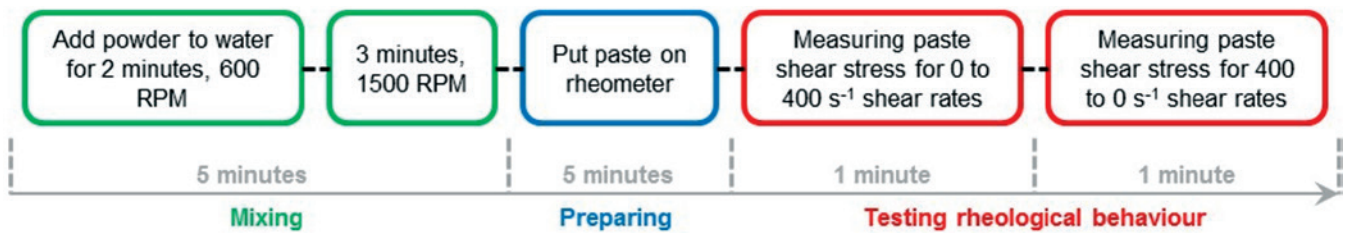


Figure 5
Flow diagram of continuous flow rheometry test

stone1, Limestone2 and Limestone3 were, respectively, 0.50%, 0.225%, 0.20% and 0.125%.

Nine experiments were randomly selected and repeated to determine the experimental variation (determined by difference between repeated test results). The average variation found was approximately 0.035 Pa·s, a small value if compared to the orders of magnitude of the apparent viscosities measured.

3.2.2 Design of high-packing concrete formulations

Several concretes were designed with various combinations of materials aiming for the increase in the packing of particles [23]. Packing was determined by the method of Westmann and Hugill (1930) modified by [13], as described in item 2.

For all combinations, the optimum dispersant content by mass weighted average of the optimum dispersant values found for each fine were used (item 3.2.1).

Table 5 shows the compositions, including two reference concretes designed by a conventional Brazilian method (one with no dispersant, and other with dispersant at optimum content).

3.2.3 Slump flow test

The concretes had the slump flow measured by the procedures of the NBR NM 67. Concretes with high slump had measured their scattering from

- 1) performance of the standard slump flow test procedure on a surface demarcated in diameters from 500 mm to 1000 mm, intervals of 100 mm;
- 2) determination of the time t necessary for the concrete to reach the 500 mm spreading;
- 3) determination of final scattering size achieved.

3.2.4 Casting and cure

The 10x20 cm cylindrical specimens were cast. Procedures followed the recommendations of NBR 5738. After 1 day, specimens were taken to the humidity chamber (relative humidity ~ 100%, temperature $23 \pm 2^\circ\text{C}$) and kept under moist cure for 28 days.

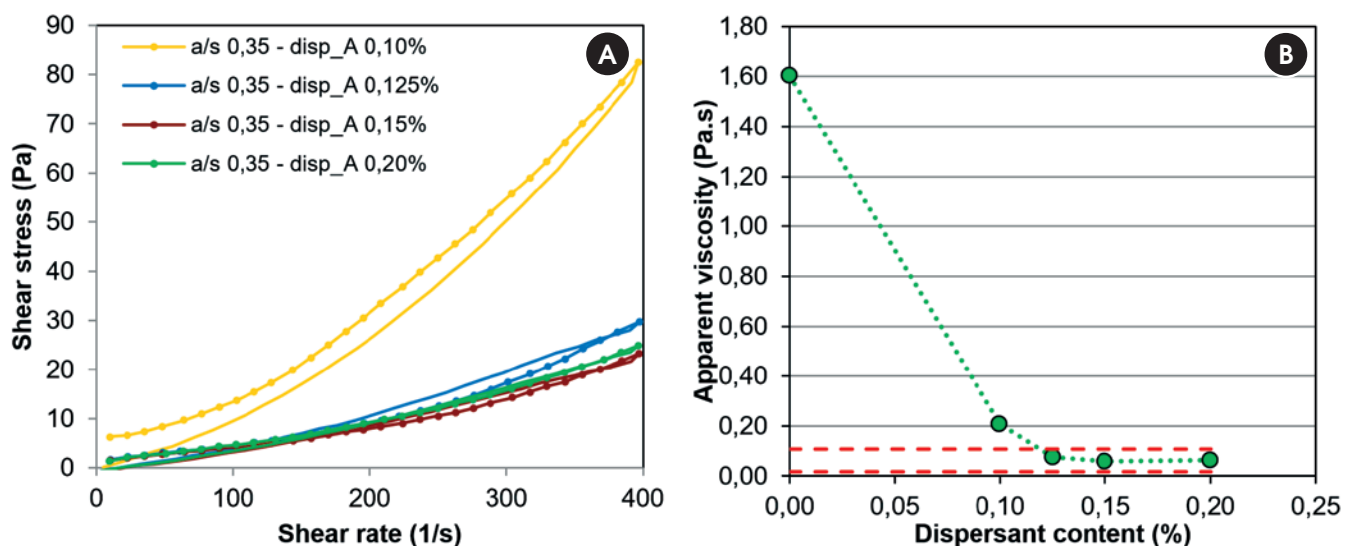


Figure 6
Determination of the optimal dispersant content of the Limestone3: a) shear rate curves x shear stress curves for 4 dispersant contents (4 different flow rheometry tests); b) "dispersant content x apparent viscosity" of the same tests. The rheological curve for the dispersant content = 0 was not shown since viscosity achieved was very high

3.2.5 Compressive strength

The determination of the compressive strength was performed at 7 and 28 days according to the procedures of NBR 5739, three specimens for each age. Tests were carried out with the specimens in the wet state. Regularization of top and bottom surfaces was done in grit. The compressive strength test was performed in a Shimazdu press with a capacity of 200 tons.

3.2.6 Cement use efficiency

If, on the one hand, the emission of low CO₂ levels can be achieved in conventional concretes by replacing clinker with mineral admixtures such as blast furnace slag and fly ash, this is controversial, since: 1) usually CO₂ emissions are simplified by these admixtures, a fact already disputed by many researchers and even by the European Community [6-8]. If everyone were to implement this strategy, there would be an insufficient supply of these admixtures to lower the content of clinker significantly on a global scale [3,24].

Therefore, the decrease of the CO₂ footprint of a concrete must also be achieved by strategies of optimization of the use of binders – summarizing, designing to achieve the same level of performance with lower total binder content, whatever the binder. As seen in item 2, packing and dispersion of particles can help significantly in this task.

Thus, to evaluate the improvement of cement use efficiency in the concretes of this work from the strategies of packing and dispersion of particles, the indicator “Binder Index” (BI) [25] will be used. This BI is calculated by the ratio between the total binder content, in kg·m⁻³, and the performance (in this case, the compressive strength, in MPa), according to Equation 8:

$$IL = lig/rc$$

(8)

Where

binder is the total binder content of the blend, in kg·m⁻³; CS is 28-day compressive strength, in MPa.

This indicator, expressed in kg·m⁻³·MPa⁻¹, allows the analysis of the relationship between the total amount of binders (economic and environmental impact) and a performance measurement (the most commonly used measurement for concrete is compressive strength). The higher the BI, the higher the binder content required for same performance and therefore the lower the eco-efficiency, and vice versa.

4. Results and discussion

Table 6 shows the total consumption of binders, water, rheological parameters, compressive strength at 7 and 28 days and BI calculated for each concrete mix.

Data from Table 6 show that concretes C01 to C10 were designed with a common concern of reaching a high degree of packing – low intergranular porosity, between 4-8%, was obtained for all formulations. The concrete designed by the conventional method reached almost 23% of the intergranular voids, a much higher value compared to C01-C10, possibly showing that the usual design methods do not take care with the intergranular void content.

For the packed C01-10 concretes, BI values achieved were lower than conventional reference concretes – even compared to the reference with dispersants at optimum content. Reference concretes presented higher BI even obtaining higher compressive strength – a situation in which it is often easier to reduce BI [25]. Just for comparing, conventional concrete with dispersant reached 47.4 MPa

Table 5

Concretes designed by packing technology

| Mixing n° | Composition (% volume) | | | | | | | | | | Water | Dispersant (% mass fines) |
|----------------------|------------------------|------|------|------|--------------------|------|------|------|------|------|-------|---------------------------|
| | Fines <125 µm | | | | Aggregates >125 µm | | | | | | | |
| | CPV | Lim1 | Lim2 | Lim3 | Ag1 | Ag2 | Ag3 | Ag4 | Ag5 | Ag6 | | |
| C01 | 8.8 | 8.8 | – | 4.4 | 9.3 | 19.6 | 11.2 | 15.4 | – | 22.6 | 16.0 | 0.31 |
| C02 | 7.2 | 7.2 | – | 3.6 | 9.7 | 20.5 | 11.7 | 16.2 | – | 23.8 | 15.5 | 0.31 |
| C03 | 8.0 | 8.0 | – | 4.0 | 9.5 | 20.0 | 11.4 | 15.8 | – | 23.2 | 16.0 | 0.31 |
| C04 | 8.0 | 8.0 | – | 4.0 | 4.1 | 20.5 | 16.4 | 17.6 | – | 21.5 | 16.0 | 0.31 |
| C05 | 6.3 | 9.0 | – | 2.7 | 4.0 | 20.0 | 16.0 | 18.9 | – | 23.1 | 14.0 | 0.30 |
| C06 | 7.7 | 11.0 | – | 3.3 | 9.0 | 19.1 | 10.9 | 15.8 | – | 23.2 | 14.2 | 0.30 |
| C07 | 8.0 | 8.0 | – | 4.0 | 22.6 | – | 18.5 | 23.4 | – | 15.6 | 16.0 | 0.31 |
| C08 | 8.0 | 8.0 | – | 4.0 | 22.6 | – | 18.5 | 23.4 | – | 15.6 | 13.0 | 0.31 |
| C09 | 8.0 | 8.0 | – | 4.0 | 10.3 | 17.2 | 13.5 | 17.6 | 11.7 | 9.8 | 16.0 | 0.31 |
| C10 | 5.1 | 8.5 | – | 3.4 | 10.4 | 17.4 | 13.7 | 18.7 | 10.4 | 12.5 | 14.0 | 0.28 |
| without dispersant | 16.1 | – | – | – | – | 38.1 | – | – | – | 45.7 | 23.4 | – |
| Ref. with dispersant | 16.1 | – | – | – | – | 38.1 | – | – | – | 45.7 | 16.0 | 0.50 |

at 28 days using 392 kg/m³ of cement, while C08, for example, reached 40.2 MPa resistance using about half the amount of cement (201 kg/m³).

Among the group of C01-C10 that obtained low BI, there are some (C01, C02, C03, C04, C07, C09) that achieved a lower BI than the conventional, even reaching slump values higher – 230 to 280 mm, or self-compacting. In the standard design conditions, slump increase is achieved with the increase of water – consequent increase of w/c, decreasing the compressive strength and hence increasing BI (considering the cement content unchanged). Thus, a higher packed concrete could be able to increase flowability (slump test measurement) without increasing water content (their water content, in L/m³, are very similar). In this case, considering that the dispersion was standardized for all these concretes from the use of optimum dispersant content (and, in absolute levels, conventional concretes contained even more dispersant than the others), the relationship between water content and packing level can explain the flowability. Therefore, changes in the composition of concrete aggregates, with the use of particle packing tools, modify the concept of conventional design processes where total water content is mainly responsible for the flow. When intergranular voids are modified and controlled, these voids have a higher influence than the water content on the flowability, since,

according to the packing theory presented, reduced void volume is responsible for optimizing the use of the fluid – less fluid is used to fill them, and more fluid is effectively used for the particle separation.

Regarding dispersion, comparing conventional concretes with and without dispersant, the not dispersed concrete required a much higher water content to obtain a much lower flow, resulting in loss of strength and hence significant increase in BI.

It follows, therefore, that increasing the use efficiency of binder is related to the efficient use of water in the fresh state to cause particles to depart. The water content directly influences the characteristics of the hardened state. The total paste porosity in the hardened state can be calculated by Eq. 9.

$$V_{pores} = \frac{V_{H_2O_{total}} - V_{H_2O_{combined}} + V_{H_2O_{contraction}}}{V_{solids} + V_{H_2O_{total}}} \tag{9}$$

Where

$V_{H_2O_{combined}}$ = volume of total combined water = 0.23 g/g cement

$V_{H_2O_{contraction}}$ = volume contraction of water due to chemical reaction, based on [25] (Equation 10):

$$V_{H_2O_{contraction}} = V_{H_2O_{combined}} \times 0.254 \tag{10}$$

Table 6

Data of material consumption, fresh state parameters, compressive strength at 7 and 28 days

| Mixing | Design conventional parameters | | | | | | Rheological parameters | | | Compressive strength | | Efficiency BI (kg.m ⁻³ .MPa ⁻¹) |
|------------------------|--------------------------------|---------------------------|------|------|------|-----------|------------------------|-----------------|-------|----------------------|-------------|--|
| | C (kg/dm ³) | Water (l/m ³) | a/c | α | m | Voids (%) | Slump (mm) | Scattering (mm) | t (s) | CS 7 (MPa) | CS 28 (MPa) | |
| C01 | 213.8 | 160.0 | 0.75 | 0.62 | 9.8 | 5.72 | 280 | 670 | 13.9 | 33.7 | 35.3 | 6.1 |
| C02 | 176.0 | 155.0 | 0.88 | 0.60 | 12.2 | 7.38 | 230 | - | - | 23.4 | 25.3 | 7.0 |
| C03 | 194.4 | 160.0 | 0.82 | 0.61 | 10.9 | 6.57 | 270 | 600 | 18.5 | 27.6 | 29.2 | 6.7 |
| C04 | 194.4 | 160.0 | 0.82 | 0.61 | 11.0 | 4.18 | 270 | 595 | 30 | 27.4 | 28.2 | 6.9 |
| C05 | 156.7 | 140.0 | 0.89 | 0.58 | 14.2 | 4.62 | 60 | - | - | 27.1 | 28.1 | 5.6 |
| C06 | 191.1 | 142.3 | 0.74 | 0.61 | 11.4 | 5.44 | 190 | - | - | 34.0 | 34.9 | 5.5 |
| C07 | 194.4 | 160.0 | 0.82 | 0.61 | 10.8 | 7.66 | 270 | 600 | 19.7 | 26.2 | 29.1 | 6.7 |
| C08 | 201.3 | 130.0 | 0.65 | 0.61 | 10.8 | 7.66 | 40 | - | - | 39.0 | 40.2 | 5.0 |
| C09 | 194.4 | 160.0 | 0.82 | 0.61 | 10.9 | 6.10 | 270 | 600 | 20 | 25.0 | 27.2 | 7.1 |
| C10 | 126.9 | 140.0 | 1.10 | 0.60 | 17.6 | 7.09 | 20 | - | - | 19.5 | 21.5 | 5.9 |
| Ref without dispersant | 357.7 | 234.0 | 0.65 | 0.55 | 5.0 | 22.89 | 140 | - | - | 32.1 | 32.0 | 11.2 |
| Ref with dispersant | 392.2 | 160.0 | 0.41 | 0.55 | 5.0 | 22.89 | 230 | - | - | 43.3 | 47.4 | 8.3 |

Legend: C = cement consumption; w/c = water/cement; α = mortar content; m = aggregates content; Porosity = intergranular porosity calculated from the Westmann and Huggill (1930) model modified by Funk and Dinger (1994); scattering = total final scattering; t = time to reach scattering 500 mm; CS = compressive strength for the indicated age; BI = Binder Intensity

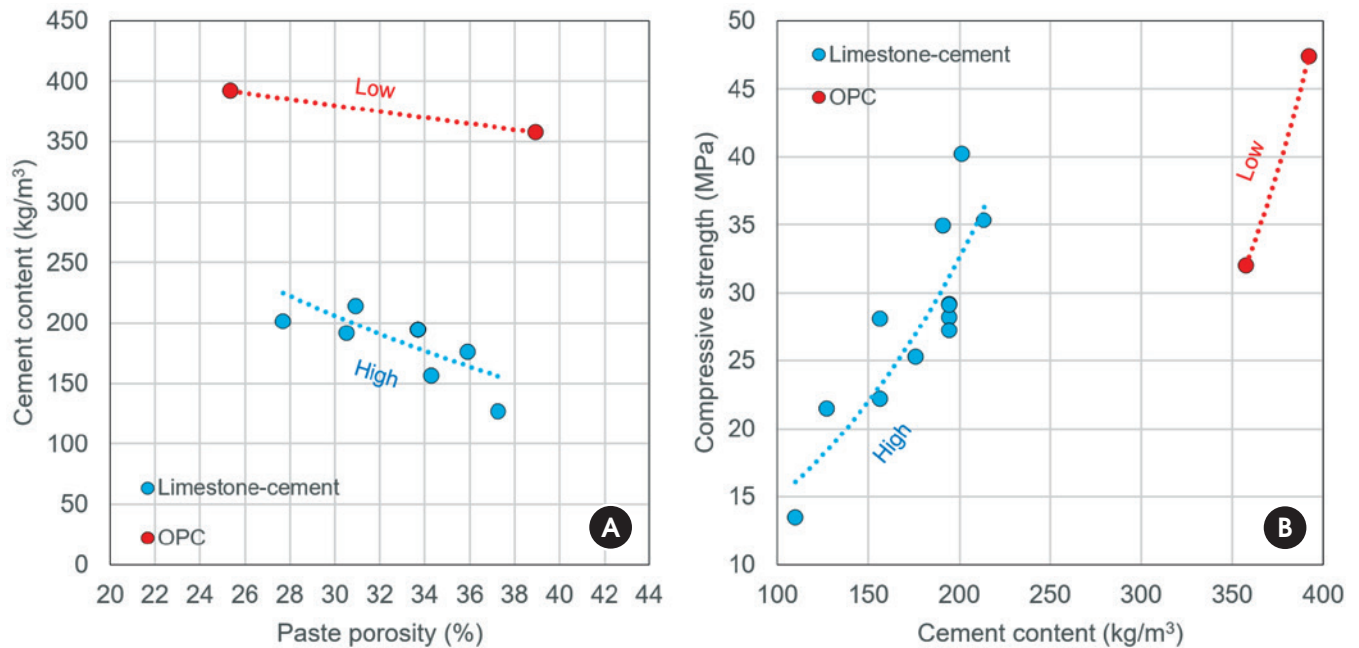


Figure 7 Correlation between: a) paste porosity and cement content; b) cement content and compressive strength of studied concretes. Red dots are low-packing concretes made from pure cement (paste); blue dots are high-packing concretes made from limestone-cement (paste)

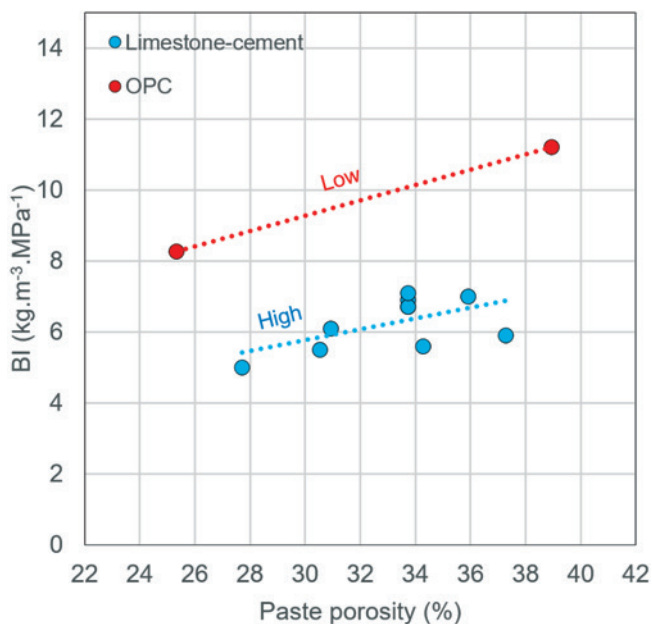


Figure 8 Correlation between paste porosity and BI of studied concretes. Red dots are low-packing concretes made from pure cement (paste); blue dots are high-packing concretes made from limestone-cement (paste)

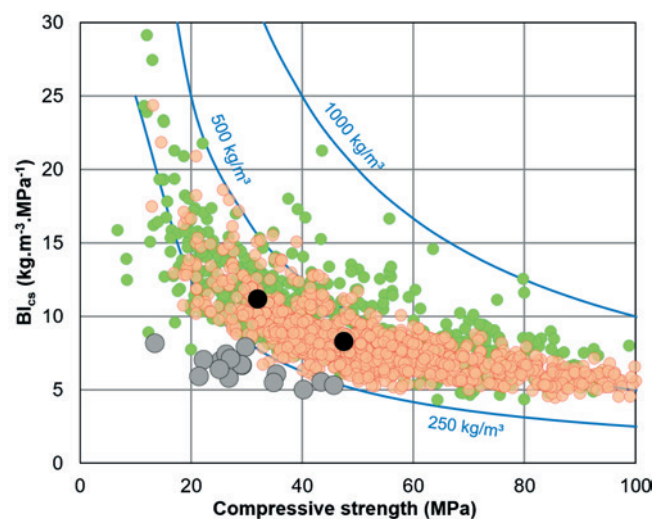


Figure 9 Benchmark of the binder use efficiency found in the national literature (green) and international (red) [24]. The concrete measured in this study appears in grey (packing control particles) and black (conventional Brazilian design method)

Figure 7.a shows that concretes made with cement-filler pastes (high-packing), when compared to concretes with pure cement pastes (low-packing), can achieve similar paste porosity with a much lower cement content. From this observation, it is a consequence that they can achieve the same compressive strength using a lower cement content, as shown in Fig. 7.b. On both graphics, the presence of two very distinct groups is clear – the high-packed (blue) and the low-packed (red). The packing of particles was responsible for the changes in the correlations between paste porosity \times cement content \times compressive strength since it allows the mixing of the concretes with lower cement content using the same or lower water content. Equation 9 shows that paste porosity – which commands compressive strength – is much more influenced by a low water content (decreases total water in the denominator, by a factor of 1) than a high cement content (increases the combined water by 0.23). Figure 8 shows that BI is lower for the packed concretes compared to non-packed concretes with similar paste porosity. Figure 9 presents data for the BI benchmark shown in [25] with inclusion of the results presented in this paper. In general, designed concretes (gray dots) showed BI lower than data found in the national literature (green dots) – with the exception of two points of the dosage by the conventional Brazilian method (black dots), which get confused with the rest of the concrete found in the benchmark, with less efficient binder use.

5. Conclusions

Even with actions by the cement industry to reduce the specific emissions of CO₂ in production, an increase in total emissions is expected due to expected increasing production. A promising strategy is to increase the use efficiency of the cement and other binders in the concrete, which means designing concrete with lower consumption and achieving the same performance.

This article demonstrated how packing and dispersion of particles may help increase the efficiency of use of binders in concrete. Concrete designed with lower intergranular voids (between particles) has been found to have water content reduced even with the same flowability in the fresh state, or, using the same water content, obtain higher flowability – less water is used to fill the voids, more water remains active for detaching particles effectively.

Reference concrete with dispersant, for example, used the same 160 litres of water (L/m³) as the C01, C03, C04, C07 and C09, but obtained a slump of 230 mm while all others obtained slump of 270-280 mm and spreading 600-670 mm, due to the void content of 22.9% of reference concrete against values between 4-6.5% of the others. The possibility of decreasing the water content to obtain the same fluidity allows: 1) a reduction of the w/c ratio, consequently increasing the compressive strength; or 2) a replacement of part of the cement by filler (lower water content and lower cement content, maintaining w/c and compressive strength unchanged). In both cases, there is a decrease in the Binder Index (BI). In the same concretes compared above, there is an approximate reduction of the BI from 8 kg·m⁻³·MPa⁻¹ (reference) to 5.3-6.5 (other), that is, an approximate reduction of 18-33%, which means an increase in eco-efficiency.

Moreover, the complete dispersion of particles also showed the request for lower water content to achieve the same or higher flowability with the same resulting efficiency gains.

The strategy – increasing the efficiency of use of water and binder – can be used together with other strategies that have been consolidated, such as clinker replacement by mineral admixtures to mitigate CO₂ emissions. Their combination could amplify the benefits, because in the end the final clinker content would be a multiplication of both factors (total clinker reduction in the paste plus total paste content reduction).

The particle packing tool is an application of a concept of particle physics on concrete. The interaction of this tool with established dosage methods, such as the reference method used in this work, can be useful for the design of more efficient large scale concretes, since it could introduce the control of intergranular porosity through calculations from the data of the raw materials (without the need to carry out experiments of experimental determination of the packing). This property would be highly important, since the experimental determination of the packing (also possible) requires a time that may be unviable on the scale of application of the concrete. Due to the size of the concrete production chain, a more sustainable future depends on the improvement of the dosages with emphasis on the speed and ease of application, as well as on the interaction between different clinker reduction strategies.

6. References

- [1] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Avaliando a eco-eficiência do uso de resíduos de forma simplificada. In: ENARC 2011, 2011, Maceió, Brasil. Proceedings... Maceió: II ENARC, 2011. CD-ROM.
- [2] WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT (WBCSD) / INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA). Cement Technology Roadmap 2009 – Carbon Emissions Reductions up to 2050, 2009. 36p. (CSI Report). Disponível em: <<http://wbcsd.org>>.
- [3] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Developing low CO₂ concretes: is clinker replacement sufficient? The need of cement use efficiency improvement. Key Engineering Materials, v. 517, p. 342-351, 2012. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.517.342
- [4] BERNSTEIN, L. et al. Chapter 7: Industry. In: METZ et al (ed). Climate Change 2007: Mitigation. Contribution of Working Group III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, USA, 2007. p. 447-496. (IPCC Report).
- [5] MÜLLER, N.; HARNISH, J. A blueprint for a climate friendly cement industry. Gland: WWF Lafarge Conservation Partnership, 2008. 94p. (WWF-Lafarge Conservation Partnership Report).
- [6] AMMENBERG, J.; FEIZ, R.; HELGSTRAND, A.; EKLUND, M.; BAAS, L. Industrial symbiosis for improving the CO₂-performance of cement production. Final report of the CEMEX-Linköping University industrial ecology project, 2011, 149p. Disponível em: <<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:474457/FULLTEXT01.pdf>>.
- [7] CHEN, C., et al. LCA Allocation Procedure Used as an Incentive Method for Waste Recycling: An Application to Mineral Additions in Concrete. Resources, Conservation and Recy-

- cling, v. 54 (12) (October): p. 1231–1240, 2010.
- [8] EUROPEAN UNION. Directive 2008/98/EC of the European parliament and of the council on waste and repealing certain directives. Off J Eur Union, L312, p.3–30, 2008. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=CELEX:32008L0098:EN:NOT>
- [9] HÖÖK, M. et al. A supply-driven forecast for the future global coal production. Contribution to ASPO, 2008. 48p. Disponível em: <http://www.tsl.uu.se/uhdsg/Publications/Coalarticle.pdf>.
- [10] SMITHERS APEX. Future of ferrous slag: market forecasts to 2020. 2009. 144p. (Market Report). Disponível em: <https://www.smithersapex.com/global-ferrous-slag-market-poised-to-reach-almost-usd28-billion-by-2020.aspx>.
- [11] HOENIG, V.; HOPPE, H.; EMBERGER, B. Carbon Capture Technology – Options and Potentials for the Cement Industry. PCA R&D Serial no. 3022 (Technical Report). European Cement Research Academy, Germany, 2007. 98p.
- [12] ANDERSON, S.; NEWELL, R. Prospects for Carbon Capture and Storage Technologies. Annu. Rev. Environ. Resour., n. 29, p. 109-142, 2004.
- [13] FUNK, J. E.; DINGER, D. R. Predictive process control of crowded particulate suspensions applied to ceramic manufacturing. Boston/Dordrecht/London: Kluwer Academic Publishers, 1994. 765p.
- [14] DE LARRARD, F. Concrete mixture proportioning: a scientific approach. Modern Concrete Technology Series, vol. 9. London: E&FN SPON, 1999. 421 p.
- [15] YU, A. B.; STANDISH, N. Estimation of the porosity of particle mixtures by a linear-mixture packing model. Ind. Eng. Chem. Res., v. 30, p. 1372-1385, 1991.
- [16] OLIVEIRA, I. R. et al. Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico. São Paulo: Fazenda Arte Editorial, 2000. 224 p.
- [17] ERDOGAN, S. T. et al. Micrometer-scale 3-D shape characterization of eight cements: Particle shape and cement chemistry, and the effect of particle shape on laser diffraction particle size measurement, Cement and Concrete Research, v. 40, p. 731-739, 2010.
- [18] BRUNAUER, S.; EMMETT, P. H.; TELLER, E. Adsorption of gases in multimolecular layers. Journal of American Chemistry Society, v. 60, n. 2, pp. 309-319, 1938.
- [19] Hunger M, Brouers, HJH, Flow analysis of water-powder mixtures: application to specific surface area and shape factor, Cement and Concrete Composites 31 (2009) 39-59.
- [20] HUNT, L. P.; ELSPASS, C.W. Particle-size properties of oil-well cements. Cement and Concrete Research, v. 16, n. 6, pp. 805-812, 1986.
- [21] ESPING, O. Effect of limestone filler BET(H₂O)-area on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. Cement and Concrete Research, n. 38, p. 938-944, 2008.
- [22] CARTER, D. L.; MORTLAND, M. M.; KEMPER, W. D. Chapter 16: Specific Surface. In: Methods of Soil Analysis: Part I – Physical and Mineralogical methods. 1986.
- [23] DAMINELI, B. L. Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas. São Paulo, 2013. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 237p.
- [24] OLIVEIRA, V. C. H. C. et al. Estratégias para a minimização da emissão de CO₂ de concretos. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 167-181, 2014.
- [25] DAMINELI, B. L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. Cement and Concrete Composites, n. 32, p. 555-562, 2010.

Influence of packing and dispersion of particles on the cement content of concretes

Influência do empacotamento e dispersão de partículas no consumo de cimento de concretos

B. L. DAMINELI^a
bruno.damineli@usp.br

R. G. PILEGGI^a
rafael.pileggi@usp.br

V. M. JOHN^a
vanderley.john@lme.pcc.usp.br

Abstract

Due to environmental issues, the concrete chain seeks to reduce CO₂ emissions. However, growing demand from developing countries causes the increase of CO₂ emissions in production to exceed decreases generated by industrial actions, such as improving kilns and clinker replacement. New strategies are important. Changes in the concrete formulation, making it more efficient, can help if these changes produce concrete with the same performance and lower cement consumption. In this regard, the improvement of packing and dispersion of particles increases this efficiency. The better the packing, the lower the volume of voids between particles, thereby requiring lower fluid content (water) to permit flow. The dispersion of the particles also decreases the water content for the same fluidity. The less the water content, the smaller the water/cement (w/c) ratio, and the greater the resistance. Thus, both strategies increase the efficiency by uncoupling obtaining fluidity from the water content.

This study investigated the influence of packing and dispersion on the efficiency of cement use in concrete. The increase of packing and the complete dispersion of fine particles has been shown to improve efficiency, as measured by the ratio between binder consumption and compressive strength (the performance parameter used in most practical applications).

Keywords: concrete, design efficiency, binder, CO₂, sustainability.

Resumo

Devido a questões ambientais, a cadeia do concreto busca reduzir emissões de CO₂. Porém, a demanda crescente de países em desenvolvimento faz com que o aumento da produção supere as diminuições geradas por ações industriais como melhoria de fornos e substituição de clínquer.

Novas estratégias são fundamentais. Mudanças na formulação de concretos, tornando-a mais eficiente, podem ajudar caso produzam concretos de mesmo desempenho e menor consumo de cimento. Neste sentido, a melhoria do empacotamento e dispersão das partículas aumentam esta eficiência. Quanto melhor o empacotamento, menor o volume de vazios entre as partículas, demandando menor teor de fluido (água) para permitir fluidez. A dispersão das partículas também diminui o teor de água para a mesma fluidez. Quanto menos água, menor a relação a/c e maior a resistência. Assim, ambas as estratégias aumentam a eficiência ao desatrelar a obtenção de fluidez ao teor de água.

Este trabalho estudou a influência do empacotamento e dispersão na eficiência do uso do cimento de concretos. Demonstrou-se que o aumento do empacotamento e a completa dispersão das partículas finas permitem atingir melhor eficiência – medida pela relação entre consumo de ligantes e resistência à compressão (parâmetro de desempenho utilizado na maior parte das aplicações práticas).

Palavras-chave: concreto, eficiência de dosagem, ligantes, CO₂, sustentabilidade.

^a Escola Politécnica, Departamento de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

1. Introdução

A alta magnitude do CO₂ liberado pela produção de clínquer faz com que, hoje em dia, a tarefa de fazer um concreto sustentável se baseie, principalmente, em diminuir as cargas de CO₂ de cimento através da substituição de clínquer por adições. Há também a estratégia de substituir agregados naturais por reciclados, porém esta está ligada intimamente à diminuição do uso de recursos naturais novos e diminuição da disposição de resíduos em aterros. Em geral, o aumento do teor de agregados reciclados em concretos, se não realizado corretamente, acaba por aumentar o teor de cimento, trazendo aumento das emissões de CO₂ [1], fator que é, na maioria das vezes, negligenciado nas análises sobre sustentabilidade. Esta estratégia não será estudada no presente trabalho.

Na primeira estratégia, o impacto é geralmente medido em kg de CO₂ emitidos por cada m³ de concreto ou, em uma avaliação mais prática, pela taxa de substituição de clínquer por adições como escória de alto forno e cinzas volantes. Quanto menor o teor de CO₂/m³ ou maior o conteúdo de adições, mais eficiente será a mistura em termos de sustentabilidade.

Porém, as emissões de CO₂ da produção de cimento têm aumentado desde a década de 1940. Este crescimento ocorreu apesar de algum sucesso na redução específica (kg/kg) das emissões, principalmente devido a aumento da eficiência energética nos fornos e à substituição de clínquer. Isso mostra que as estratégias atuais de mitigação não têm sido capazes de suprir a crescente demanda de cimento global [2]. Para agravar o panorama, o crescimento da produção é esperado e necessário para suprir os países em desenvolvimento. Além disso, não há adições minerais suficientes para aumentar as taxas de substituição de clínquer [3]. Conjugados, estes fatores podem explicar uma grande parte do aumento das emissões de CO₂ provenientes da produção de cimento.

Atualmente, o cimento é responsável por 5 a 8% do total das emissões de CO₂ mundiais [4]. A previsão de produção de cimento mundial para 2050 varia entre 3.69x10⁹t / ano [2] e 5x10⁹t / ano em um cenário de alto crescimento [5], representando um fator de 2.5 aumento em relação à produção de 2010. Se as estratégias de mitigação permanecerem as mesmas, um aumento significativo nas emissões totais de CO₂ provenientes da produção de cimento irá ocorrer. Simultaneamente, as emissões globais de CO₂ deverão ser reduzidas, o que significa que, no ano de 2050, a produção de cimento pode ser responsável por 20-30% [2, 5] das emissões antropogênicas de CO₂. Isso pode ser ainda mais agravado se a alocação de CO₂ para a escória de alto forno e cinzas volantes passar a ocorrer, como já se discute mundialmente [6-8], ou se houver uma futura escassez desses materiais residuais, como também já é discutido [9-10].

Outra opção para reduzir a carga ambiental na produção de clínquer é a captura e sequestro de carbono. Mas esta é uma estratégia muito cara que pode aumentar demais os custos de produção de cimento, até mesmo duplicando-o [11-12], o que é, naturalmente, um aspecto não sustentável já que os consumidores mais afetados seriam aqueles que mais precisam de cimento para garantir a construção de infra-estrutura e habitação a baixo custo, aspectos sociais indispensáveis no conceito de sustentabilidade.

Assim, este artigo tem o objetivo de apresentar uma comparação entre a eficiência do uso do cimento em concretos dosados de

forma convencional e outros dosados com o uso de ferramentas de empacotamento e dispersão de partículas.

2. Teoria de empacotamento e dispersão de partículas aplicada à tecnologia de concretos para diminuição do teor de cimento

De acordo com a teoria de empacotamento de partículas, o uso de frações de partículas de tamanhos diferentes – onde as menores preenchem os vazios gerados entre as partículas maiores, de forma sucessiva para tamanhos cada vez menores – pode gerar um sistema onde há diminuição significativa destes vazios. No caso deste sistema vir a se tornar uma suspensão (como é, por exemplo, o concreto) onde há a inserção de um fluido entre os vazios para afastar as partículas e fazê-las se moverem (garantindo assim seu fluxo, que no concreto é fundamental pois permite a moldagem), o controle dos vazios entre as partículas é fundamental, pois pode permitir que a fluidez da suspensão seja atingida com quantidades significativamente menores do fluido.

No caso específico do concreto, quanto menor o volume de vazios entre as partículas, menor o volume de água necessário para afastar o sistema e o fazer fluir. Considerando que a resistência do concreto é dada pela relação água/cimento (*a/c*), a diminuição do teor de água mantendo-se o mesmo teor de cimento significa redução da *a/c* e portanto aumento da resistência, o que configura um aumento na eficiência do uso do cimento, pois o mesmo teor de cimento foi usado. Pela mesma lógica, se nesta nova mistura o teor de cimento for diminuído concomitantemente à redução da água, a resistência se mantém, ocorrendo novamente aumento da eficiência porque isto foi conseguido com menor teor de cimento. Desta forma, o correto empacotamento tem importância fundamental para a diminuição do teor de cimento em concretos. O problema é que, atualmente, isto é pouco utilizado na prática devido à falta de parâmetros para medição do volume de vazios entre as partículas.

Existem diversas teorias de empacotamento de partículas, muitas delas baseadas em cálculos matemáticos que se propõem a calcular o volume de vazios determinado para um dado conjunto de partículas com dimensões conhecidas. Dentre elas, neste trabalho será aplicado o algoritmo de Westmann; Huggill (1930) modificado por [13]. Inicialmente, o volume aparente de cada classe de tamanho na distribuição granulométrica é calculado de acordo com as Equações 1 a 4:

$$V_{\alpha 1} = \alpha_1 \cdot x_1 \quad (1)$$

$$V_{\alpha 2} = x_1 + \alpha_2 \cdot x_2 \quad (2)$$

$$V_{\alpha 3} = x_1 + x_2 + \alpha_3 \cdot x_3 \quad (3)$$

$$V_{\alpha n} = \sum_{j=1}^{n-1} x_j + \alpha_n \cdot x_n \quad (4)$$

Onde,

α_i = volume aparente da monodispersão da classe de tamanho *i*, definida pela equação *x*; x_i = fração volumétrica da classe de tamanho *i*; $V_{\alpha i}$ = volume aparente calculado com referência à classe

de tamanho de partículas i ; n = número de classes de tamanho de partículas na distribuição.

Este cálculo requer que as classes de tamanho da distribuição granulométrica siga uma série de peneiras com uma razão de $\sqrt[4]{2}$, como, por exemplo, a série completa da ASTM E11. Se a distribuição a ser analisada não tiver a série completa de peneiras, ela deve ser recalculada, utilizando interpolação. O volume aparente de monodispersões de cada classe de tamanho pode ser calculado pela Equação 5:

$$\alpha_i = \frac{1}{1 - \left(\frac{1}{RTC}\right)^q} \quad (5)$$

Onde:

RTC = razão de tamanho de classe, preferivelmente $\sqrt[4]{2}$; q = módulo da distribuição granulométrica ideal de acordo com o modelo de Hestmann; Hugill modificado (0,37, que provê a maior densidade de empacotamento para esferas perfeitas). O modelo de Hestmann; Hugill modificado é apresentado abaixo.

O modelo de Hestmann; Hugill modificado [13] é descrito na Equação 6. Nele, há a introdução do tamanho mínimo de partículas com relação ao modelo original. Foi concebido para o cálculo do módulo de distribuição q , que indica a inclinação da curva granulométrica acumulada.

$$\frac{CPFT}{100} = \frac{D^q - D_s^q}{D_L^q - D_s^q} \quad (6)$$

Onde:

CPFT = percentual acumulado abaixo de D ; D = tamanho da partícula; D_s = menor tamanho de partícula da distribuição; D_L = maior tamanho de partícula da distribuição; q = módulo da distribuição. Através deste modelo, Funk; Dinger [13] fizeram simulações com-

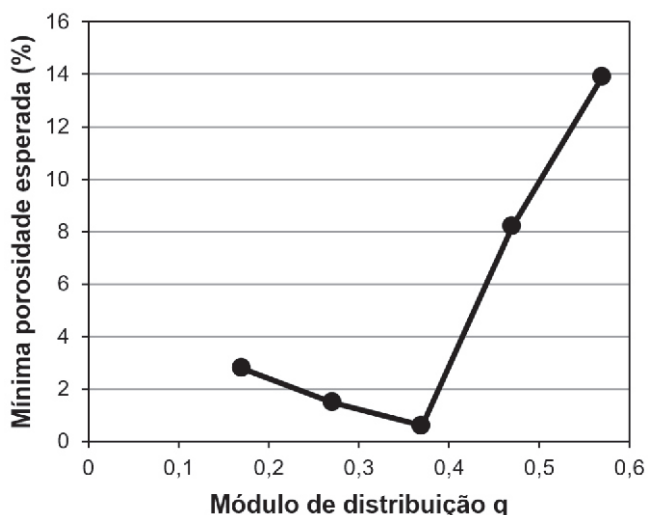


Figura 1

Mínima porosidade calculada pelo modelo de Westmann; Hugill modificado em função do módulo de distribuição, grão mínimo de $0,17\mu\text{m}$ e grão máximo de 16mm (FUNK; DINGER, 1994)

putacionais onde determinaram o módulo de distribuição (q) que resulta na maior densidade de empacotamento. Para esferas perfeitas, este valor é $q=0,37$, de acordo com a Figura 1, valor utilizado na Equação 5.

Figura 1. Mínima porosidade calculada pelo modelo de Hestmann; Hugill modificado em função do módulo de distribuição, grão mínimo de $0,17\mu\text{m}$ e grão máximo de 16mm (FUNK; DINGER, 1994). A partir da Equação 5, o volume aparente V_{ai} pode ser calculado para todas as classes de tamanho da distribuição. O maior volume aparente V_{ai} define a classe de tamanho com o menor grau de empacotamento e portanto a mínima porosidade esperada para a distribuição granulométrica completa. A partir do maior volume aparente V_{ai} , a mínima porosidade esperada pode ser calculada a partir da Equação 7:

$$MPE = 40 \cdot \left(1 - \frac{1}{V_a}\right) \% \quad (7)$$

Onde:

MPE = mínima porosidade esperada; V_a = maior volume aparente calculado na Equação 5.

Para aplicação do modelo, foram adotadas algumas premissas para simplificar os cálculos e interpretações: 1) todos os partículas encontrados em um intervalo de peneiras são de mesmo diâmetro (sistema monomodal); 2) todos os partículas são esféricas; e 3) os partículas se acomodam na distribuição de forma aleatória – de acordo com [13-15], nesta condição a porosidade de um sistema de partículas de diâmetros iguais e esféricas atinge 36 a 40%. Em sistemas semelhantes com empacotamento ordenado (que se assemelhariam a estruturas atômicas cristalinas hexagonal compacta e cúbica de face centrada), esta porosidade pode cair para até 26%. Este valor, portanto, pode ser alterado, mas foi neste trabalho fixado na pior condição.

É certo que a estimativa da porosidade através de cálculos teóricos apresenta erros de difícil mensuração – até 4%, segundo Funk; Dinger [13] e Oliveira et al [16] – devido à morfologia não-esférica das partículas, que: 1) torna imprecisa a medição do seu tamanho exato tanto no peneiramento como em métodos de imagem e portanto não garante um cálculo exato de porosidade, o qual é baseado na granulometria; e 2) gera variabilidade da porosidade real das misturas de acordo com o método de adensamento adotado, pois grãos não-esféricos apresentam diferentes formas de deposição. Mesmo assim, esta estimativa permite introduzir na tecnologia de dosagem uma precisão maior no conhecimento do empacotamento de partículas com relação às técnicas de dosagem convencionais.

Partículas finas (como as das suspensões cimentícias) têm tendência a aglomerar devido à sua baixa massa e alta área superficial, fatores que fazem com que as forças de superfície predominem sobre as gravitacionais. Como o balanço das cargas elétricas das superfícies das diferentes partículas não está sempre em equilíbrio, são geradas forças de atração maiores do que as de repulsão. Para a suspensão, estes aglomerados agem como partículas maiores, o que: 1) modifica a distribuição granulométrica; 2) dificulta a mobilidade das linhas de fluxo, pois os aglomerados se movem mais lentamente e funcionam como bloqueios às partículas menores, aumentando a viscosidade [16]; 3) gera vazios dentro dos aglomerados, aumentando o consumo de água; e 4)

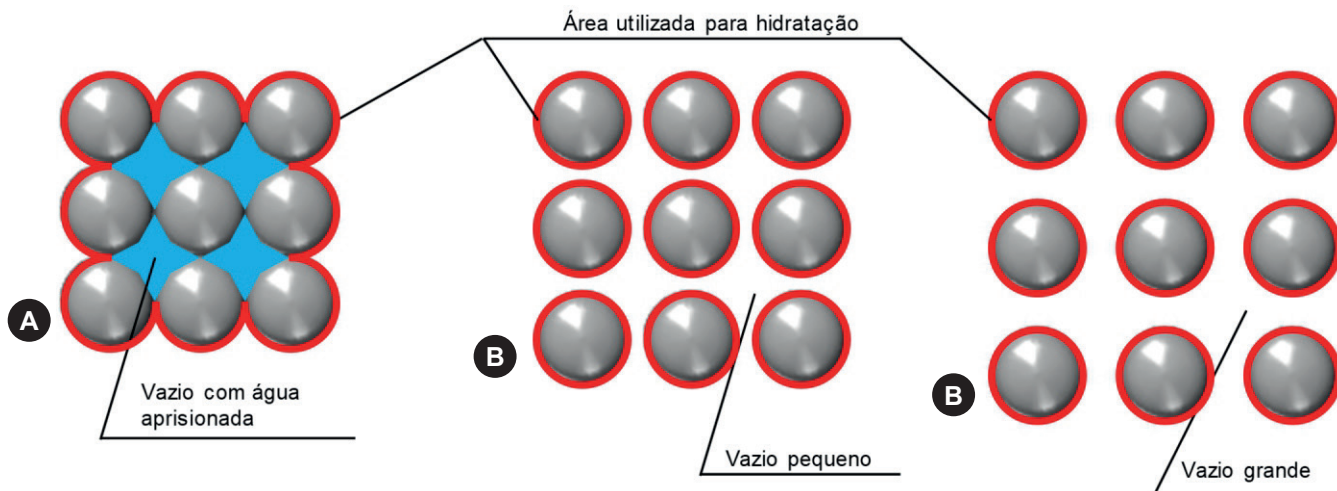


Figura 2

a) partículas aglomeradas, com capacidade de ligar a suspensão diminuída e obstrução ao fluxo;
 b) partículas desaglomeradas; c) partículas desaglomeradas com maior distanciamento

diminui a eficiência dos ligantes, pois a área superficial disponível para reações pozolânicas e de hidratação que será efetivamente utilizada é diminuída (Figura 2). Assim, a dispersão total dos partículas, principalmente finos, é condição para fazer o projeto de empacotamento granulométrico funcionar. A condição de dispersão total da pasta deve ser sempre atendida, pois sem ela o empacotamento projetado não tem mais sentido físico, pois não ocorre na prática. Para sua obtenção com respeito a critérios econômicos, deve-se determinar o teor mínimo de dispersante necessário para gerar a maior fluidez possível do sistema, o que pode ser mensurado com o auxílio de um reômetro de pasta (vide item 3.2.1 – Determinação do teor ótimo de dispersante). Se, por outro

lado, a dispersão completa não for garantida, o erro associado à condição de não dispersão total da pasta não pode ser determinado objetivamente, pois causa variações reológicas muito distintas caso a caso.

3. Planejamento experimental, materiais e métodos

3.1 Materiais

Foram utilizados um cimento CP V comum do mercado brasileiro, três diferentes fileres calcários (FCa1, FCa2 e FCa3), três diferentes areias e três diferentes britas. A diversidade de materiais deveu-se à necessidade de diferentes distribuições granulométricas para permitir atingir altos níveis de empacotamento de partículas nos concretos.

Foi utilizado um dispersante à base de policarboxilato.

3.1.1 Caracterização química e mineralógica

A Tabela 1 apresenta a caracterização química dos finos utilizados (cimento e fileres) obtida a partir de fluorescência de Raios X por método semi-quantitativo, com análise de elementos químicos de flúor e urânio, em espectômetro sequencial Axios Advanced, marca PANalytical.

A Tabela 2 apresenta a caracterização mineralógica, obtida por difração de Raios X realizada em equipamento PANalytical X'Pert PRO com detector X'Celerator, com quantificação por método de Rietveld com auxílio da PANalytical Inorganic Structure Database.

3.1.2 Caracterização física

Todos os materiais tiveram medidas as seguintes propriedades físicas:

a) Densidade real em picnômetro de He, equipamento Quantachrome MVP 5DC;

Tabela 1

Caracterização química dos materiais por fluorescência de raios X

| Óxidos (%) | CP V | Fíler Ca1 | Fíler Ca3 | Fíler Ca5 |
|--------------------------------|------|-----------|-----------|-----------|
| CaO | 64,5 | 51,4 | 54,6 | 60,7 |
| SiO ₂ | 15,5 | 2,21 | 2,26 | 3,68 |
| Al ₂ O ₃ | 2,81 | 0,05 | 0,07 | 0,1 |
| Fe ₂ O ₃ | 3,17 | 0,04 | 0,03 | 0,04 |
| MgO | 1,5 | 6,17 | 3,49 | 5,76 |
| SO ₃ | 7,98 | 0,01 | 0,02 | 0,02 |
| K ₂ O | 1,12 | 0,01 | 0,23 | 0,02 |
| Na ₂ O | 0,3 | - | - | - |
| P ₂ O ₅ | 0,18 | 0,03 | 0,02 | 0,05 |
| TiO ₂ | 0,26 | - | - | - |
| Outros | 0,34 | 0,03 | 0,04 | 0,04 |
| PF | 2,34 | 40,05 | 39,24 | 29,59 |

- b) Distribuição granulométrica de partículas (materiais com partículas > 500 µm), através de ensaio de peneiramento vibratório, utilizando a série completa de peneiras descritas na norma ASTM E11. Cada peneiramento foi realizado pelo tempo mínimo de 20 minutos. A série de peneiras utilizada foi até o diâmetro mínimo de 106 µm, e o material passante nesta peneira foi caracterizado por granulometria a laser (ensaio b) e a curva granulométrica final foi obtida através da interação entre os resultados do peneiramento e da granulometria a laser ponderados pelas massas de material em cada diâmetro;
- c) Distribuição granulométrica de partículas (materiais < 500 µm, como cimento, fileres e finos de britas e areias passantes na peneira 106 µm), por ensaio de granulometria a laser em granulômetro Malvern Mastersizer. As partículas foram misturadas em meio líquido (água para materiais não reativos, álcool para o cimento) em concentração aproximada de 15%, e dispersas por ultrassom a 2000RPM por 2 minutos antes da realização do ensaio com o intuito de dispersar e individualizar as mesmas e, assim, medir com maior precisão a distribuição granulométrica. As possíveis variações de densidade das partículas por faixa de tamanho foram desconsideradas, sendo adotada a densidade real média mensurada pelo ensaio de picnometria de He;
- d) Área superficial específica por BET [18], equipamento Micromeritics Gemini 2375, com uso de gás nitrogênio. As amostras foram previamente tratadas por procedimento de degasagem acoplado ao equipamento, necessário para retirar as possíveis impurezas (gases) presentes na superfície da amostra, as quais alteram sensivelmente os resultados obtidos. A degasagem foi realizada por aplicação de pressão de vácuo às amostras por 24 horas com temperatura de 100°C para os fileres, e 40°C para o cimento.

No ensaio de peneiramento, o uso da série completa de peneiras da ASTM E11 (19000 µm; 16000 µm; 12000 µm; 11200 µm; 9500

µm; 8000 µm; 6300 µm; 5600 µm; 4750 µm; 4000 µm; 3350 µm; 2800 µm; 2360 µm; 2000 µm; 1700 µm; 1400 µm; 1180 µm; 1000 µm; 850 µm; 710 µm; 600 µm; 500 µm; 425 µm; 355 µm; 300 µm; 250 µm; 212 µm; 180 µm; 150 µm; 125 µm; 106 µm) é fundamental quando se mede o empacotamento das partículas, pois os modelamentos teóricos de cálculo de empacotamento utilizam todas as faixas granulométricas citadas para aumentar a precisão das medidas de vazios entre os partículas, conforme visto no item 2.

Na combinação entre os tamanhos medidos pelas peneiras e pelo granulômetro laser (finos passantes pela peneira 106 µm, vide ensaio a), foi desprezada a diferença de tamanhos relatada em bibliografia entre os resultados de peneiramento e granulometria a laser (aproximadamente 20%) [17], tanto maior quanto mais as partículas se afastam do formato esférico, já que no peneiramento o tamanho da partícula é determinado por sua menor dimensão, enquanto no ensaio a laser é resultado da média de diversas medições realizadas em ângulos aleatórios (<http://www.malvern.com/en/products/technology/laser-diffraction/default.aspx>).

Para a medição da área superficial, não foi realizado o difundido método de Blaine porque esta é uma técnica que não apresenta resultados precisos para a caracterização de partículas muito finas, com dimensões menores do que 10µm [19]. A própria NBR NM 76:1998 diz que esta técnica serve principalmente para verificar a uniformidade do processo de moagem de uma fábrica de cimento, e permite apenas uma determinação limitada das propriedades do cimento, podendo não fornecer resultados significativos para cimentos contendo materiais ultrafinos. Este erro ocorre porque a equação de Carman-Kozeny, utilizada neste método, não é válida para partículas inferiores a 10µm [20]. Observou-se também que resultados de Blaine apresentam baixa correlação com a fluidez de pastas contendo fileres, enquanto resultados obtidos pela técnica de BET apresentam correlações mais definidas com respostas reológicas [21].

Tabela 2

Caracterização mineralógica dos materiais por difração de Raios X – método quantitativo de Rietveld

| % estimada | | Concrete | | | |
|---------------------------------------|---|----------|-------|-------|-------|
| Nome composto | Fórmula química | CP V | F Ca1 | F Ca3 | F Ca5 |
| Silicato de cálcio (C ₃ S) | Ca ₃ SiO ₅ | 54 | - | - | - |
| Silicato de cálcio (C ₂ S) | Ca ₂ SiO ₄ | 19 | - | - | - |
| Calcita | CaCO ₃ | 7 | 70 | 85 | 75 |
| Brownmillerita | Ca ₂ (Al, Fe ⁺³) ₂ O ₅ | 6 | - | - | - |
| Dolomita | CaMg(CO ₃) ₂ | - | 28 | 12 | 18 |
| Gipso | Ca(SO ₄) (H ₂ O) ₂ | 5 | - | - | - |
| Sulfato cálcio hidratado | Ca(SO ₄) (H ₂ O) _{0,5} | 4 | - | - | - |
| Óxido alumínio e cálcio | Ca ₃ Al ₂ O ₆ | 3 | - | - | - |
| Portlandita | Ca(OH) ₂ | 2 | - | - | - |
| Quartzo | SiO ₂ | - | 1 | 2 | 1 |
| Tremolita | Ca ₂ Mg ₅ Si ₈ O ₂₂ (OH) ₂ | - | - | 1 | 3 |
| Diopsídio | CaMgSi ₂ O ₆ | - | - | - | 3 |
| Talco | Mg ₃ (Si ₂ O ₅) ₂ (OH) ₂ | - | 1 | - | - |

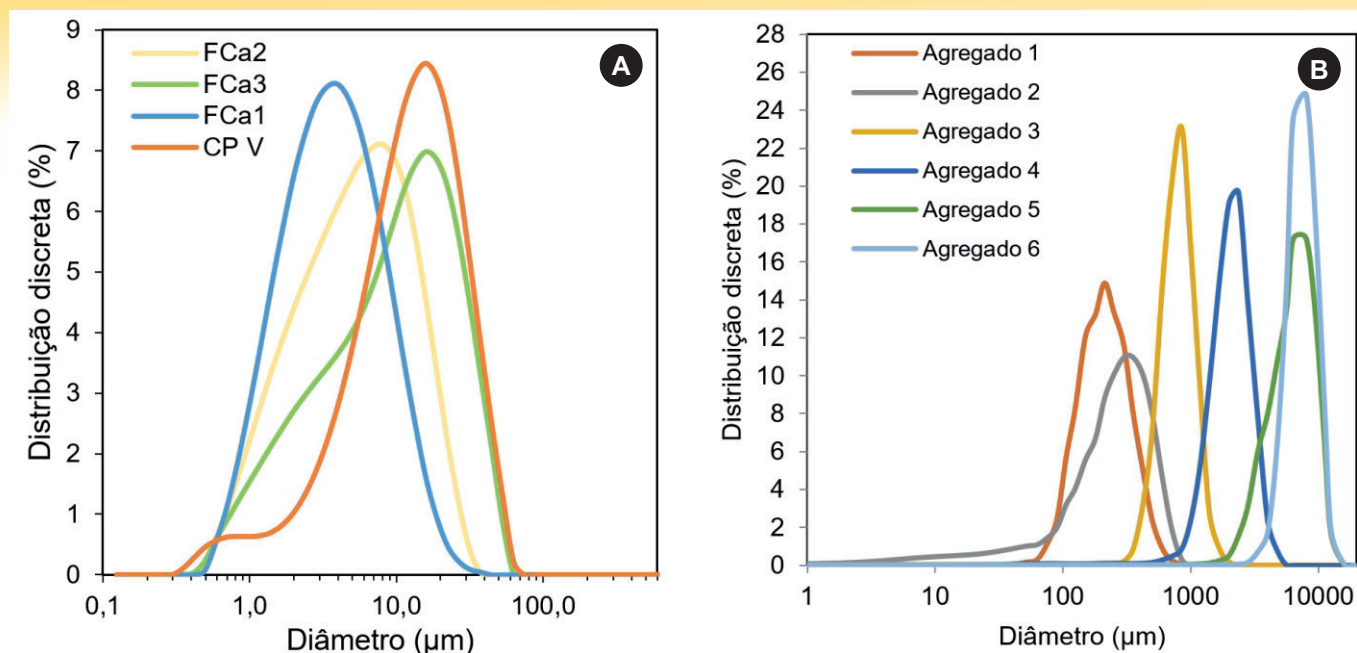


Figura 3 Caracterização granulométrica dos materiais: a) finos (cimento e fileres calcários, $d < 125\mu\text{m}$); b) grossos (agregados - areias e britas, $d > 125\mu\text{m}$)

Por outro lado, o ensaio de BET também apresenta possíveis fontes de erro nas medidas. Experimentalmente, verificou-se que o tempo e temperatura de degasagem da amostra tem influência nos resultados, havendo necessidade, em geral, de ser maior quanto maior a área superficial da amostra. Por outro lado, algumas amostras (como o caso do cimento) não podem ser expostas a altas temperaturas na degasagem, sob risco de deterioração química e alteração no resultado. Para os materiais testados, observou-se uma estabilização da variabilidade e aumento da reprodutibilidade das medidas (foram realizadas em 2 laboratórios por 2 técnicos distintos) com degasagens realizadas por 24 horas. O manual técnico do equipamento sugeria a degasagem por aproximadamente 3 horas, valor que não apresentou boa repetibilidade e reprodutibilidade para as amostras estudadas – variações maiores e valores de área superficial menores com degasagem por 3

horas, se comparados aos valores obtidos após degasagem por 24 horas.

A quantidade de amostra também altera os resultados de BET. Para a medição correta da área superficial, deve haver massa de amostra com um mínimo de $1\text{-}5\text{m}^2$ (50m^2 para medição da curva de adsorção isoterma completa). Assim, quanto menor a área superficial específica, maior a massa de amostra necessária. Se a área específica for muito pequena (muita massa necessária), há a possibilidade de não haver recipiente com volume suficiente para a realização do ensaio.

O resultado de BET não pode ser interpretado como valor absoluto porque é dependente da interação superficial entre o gás e a superfície da partícula (há variações das cargas superficiais positivas e negativas de ambos, bem como da orientação das moléculas adsorvidas e possibilidade de adsorção de dupla camada dependendo das cargas). A adsorção do gás pode ser mais fraca ou mais forte dependendo das relações entre as cargas. No caso de serem mais fracas, o gás não penetra nas superfícies entre as camadas e nos vãos menores, sendo a medição real apenas nas camadas mais externas [22]. Diferentes gases podem entregar diferentes resultados.

A equação de BET assume ainda que: 1) o calor de adsorção de todas as camadas moleculares após a primeira é igual ao calor de liquidação; e que 2) em equilíbrio, a taxa de condensação da superfície é igual à taxa de evaporação da primeira ou subsequentes camadas, podendo trazer erros intrínsecos às medidas. Por fim, a equação de BET é mais útil sob pressões relativas de 0.05 a 0.45 – ou seja, não é válida para qualquer pressão [22]. Por todos estes motivos, as medidas de área superficial devem ser utilizadas com cautela. Porém, por se tratarem de medidas comparativas com procedimentos de determinação padronizados neste trabalho, são válidas para as análises realizadas.

A Figura 3 apresenta as distribuições granulométricas dos materiais. A Tabela 3 apresenta os valores de área superficial (BET), em m^2/g e de densidade real (picnometria He), em kg/dm^3 .

O cimento CPV utilizado apresentou 33% de água de consistência

Tabela 3 Densidade real e área superficial (BET) dos materiais

| Categoria | Material | Densidade (kg/dm^3) | Área superficial (m^2/g) |
|-----------|------------|---------------------------------------|--|
| Cimento | CPV | 2,89 | 1,78 |
| Fíleres | FílerCa1 | 2,62 | 2,97 |
| | FílerCa3 | 2,63 | 2,15 |
| | FílerCa5 | 2,65 | 1,46 |
| Agregados | Agregado 1 | 2,63 | 0,21 |
| | Agregado 2 | 2,82 | 0,34 |
| | Agregado 3 | 2,81 | 0,20 |
| | Agregado 4 | 2,75 | <0,10 |
| | Agregado 5 | 2,71 | <0,10 |
| | Agregado 6 | 2,71 | <0,10 |

Tabela 4

Caracterização dos agregados utilizados de acordo com as normas relacionadas – massa unitária (MU) (NM 45), massa específica (ME), massa específica aparente (MEA) (NM 52 – miúdos ou NM 53 – graúdos), absorção de água (NM 30 – miúdos ou NM 53 – graúdos) e teor de pulverulentos (NM 46)

| | MU (kg/dm ³) | ME (kg/dm ³) | MEA (kg/dm ³) | Absorção (%) | Teor pulverulentos (%) |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|------------------------|
| Agregados miúdos | NBR NM 45 | NBR NM 52 | NBR NM 52 | NBR NM 30 | NBR NM 46 |
| Agregado 1 | 1,69 | 2,64 | 2,63 | 0,24 | 1,12 |
| Agregado 2 | 1,86 | 2,64 | 2,62 | 0,91 | 14,7 |
| Agregado 3 | 1,64 | 2,77 | 2,75 | 0,85 | 1,12 |
| Agregado 4 | 1,51 | 2,62 | 2,60 | 0,91 | 0,76 |
| Agregados graúdos | NBR NM 45 | NBR NM 53 | NBR NM 53 | NBR NM 53 | NBR NM 46 |
| Agregado 5 | 1,52 | 2,65 | 2,61 | 1,38 | 0,23 |
| Agregado 6 | 1,54 | 2,66 | 2,70 | 1,60 | 0,60 |

normal (NBR NM 43), 3:25 de tempo de início de pega e 4:45 de tempo de fim de pega (NBR NM 65) e área superficial de 5410 cm²/g pelo método de Blaine.

O dispersante utilizado foi um policarboxilato em pó (100% de sólidos) à base de éter policarboxílico, com aparência de cor amarela, densidade de 0,30 a 0,60 (kg/dm³), pH de 6,5-8,5 (medição realizada em solução com 20% de sólidos, temperatura 20°C), e recomendação de dosagem de 0,05 a 1,00% em relação à massa total de finos (dados fornecidos pelo fabricante).

A Tabela 4 apresenta a caracterização dos agregados selecionados para o planejamento experimental de acordo com as normas técnicas relacionadas.

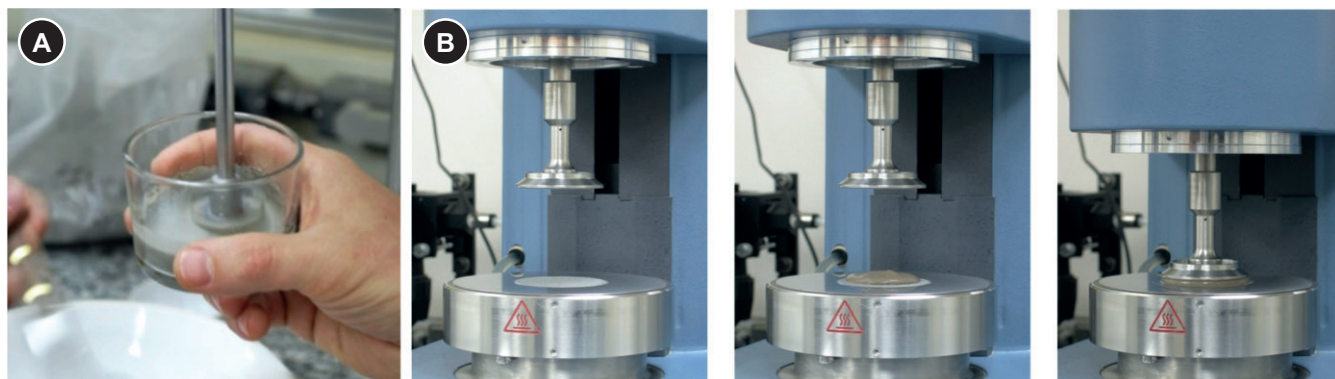
3.2 Métodos

Como o presente estudo buscou avaliar a influência do empacotamento e dispersão de partículas sobre o comportamento reológico e a eficiência do uso do cimento em concretos, foram dosados

concretos variando-se os níveis de empacotamento de partículas e medidas as características de fluidez no estado fresco e resistência mecânica no estado endurecido. Com relação à dispersão de partículas, foi padronizada a mistura de todas as composições com o menor teor de dispersante (teor ótimo) que permitisse a dispersão completa dos finos (menor viscosidade possível para um teor de água fixo), obtido segundo ensaio experimental descrito a seguir.

3.2.1 Determinação do teor ótimo de dispersante

Conforme explicado no item 2, a condição de dispersão total da pasta deve ser sempre atendida, para garantir a ocorrência do empacotamento projetado. Para garantir esta dispersão completa, foi realizado ensaio de determinação do teor ótimo de dispersante, que, experimentalmente, se mostrou ser o menor teor necessário para se atingir a mínima viscosidade possível, e pode ser determinado experimentalmente com auxílio de um reômetro de pasta. O teor de dispersante foi obtido individualmente para cada um dos materiais finos pelos passos:

**Figura 4**

a) equipamento para mistura de pasta, hélice modelo R1 303 "Dissolver Stirrer", IKA;
b) equipamento para medição de reometria de pasta, modelo AR-550, TA Instruments

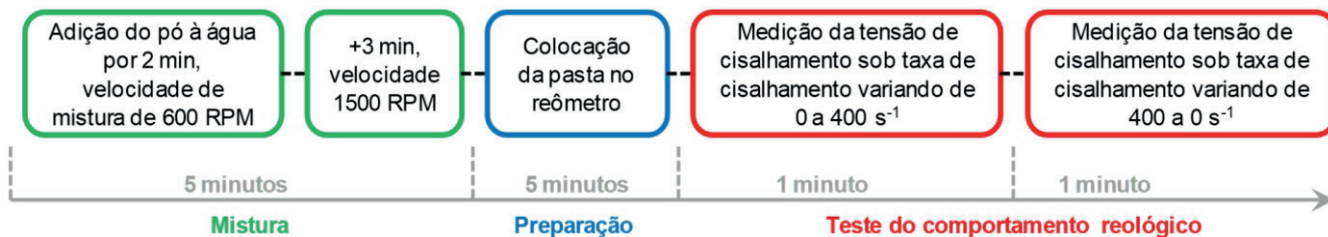


Figura 5
Fluxograma dos passos do teste de reometria de fluxo contínuo

- 1) Definição de uma relação água/sólidos fixa – no caso, 0,35 para todos os materiais. Este teor de água foi definido porque, experimentalmente, se verificou que este era um valor adequado para os ensaios em todos os materiais estudados. Sob teores de água/sólidos >0,35, a diminuição da viscosidade foi menos sensível ao incremento do teor de dispersante devido ao grande distanciamento entre as partículas já causado pela água (quanto maior este distanciamento, o comprimento de cadeia molecular do dispersante se torna proporcionalmente menor, sendo assim menos efetivo). Nesta situação, também houve segregação da mistura. Por outro lado, sob teores água/sólidos <0,35, as partículas se aproximam muito, sendo que a baixa fluidez do sistema dificulta a medição do teor de dispersante pela dificuldade e alta dilatância da mistura. Em segundo lugar, o uso de uma relação água/sólidos fixa também permitiu uma comparação direta entre a fluidez dos diferentes materiais.
- 2) Mistura de 50g de pó com água sem dispersante. A mistura se deu a partir da adição do pó à água em um misturador IKA R1303 “Dissolver Stirrer” (Figura 4.a), por 2 minutos sob uma velocidade de rotação de 600 RPM. Após este período, a rotação do misturador foi elevada para 1500 RPM e a mistura foi

- realizada por mais 3 minutos nesta condição.
 - 3) A pasta foi colocada no reômetro AR-550, TA Instruments, com geometria placa-a-placa (Figura 4.b).
 - 4) Foi determinada a curva reológica (taxa de cisalhamento x tensão de cisalhamento) através de ensaio de reometria de fluxo. O ensaio foi padronizado em aumento (aceleração) da taxa de cisalhamento de (0 até 400 s⁻¹) dentro do tempo de 1 minuto, com medição da tensão de cisalhamento relacionada à taxa de cisalhamento a cada 4 segundos, gerando uma curva de pontos. Na sequência, foi realizada a diminuição (desaceleração) na taxa de cisalhamento (400 a 0 s⁻¹) e novamente medida a tensão de cisalhamento para diferentes valores da taxa de cisalhamento (4 em 4 segundos). Isto resultou em uma curva reológica de ida-e-volta.
 - 5) Repetição dos procedimentos 2 a 4 para teores crescentes de dispersante.
- A realização dos ensaios de reometria de fluxo para confecção dos gráficos “taxa de cisalhamento x tensão de cisalhamento” de cada mistura (um ensaio para cada teor de dispersante) seguiu os passos da Figura 5.

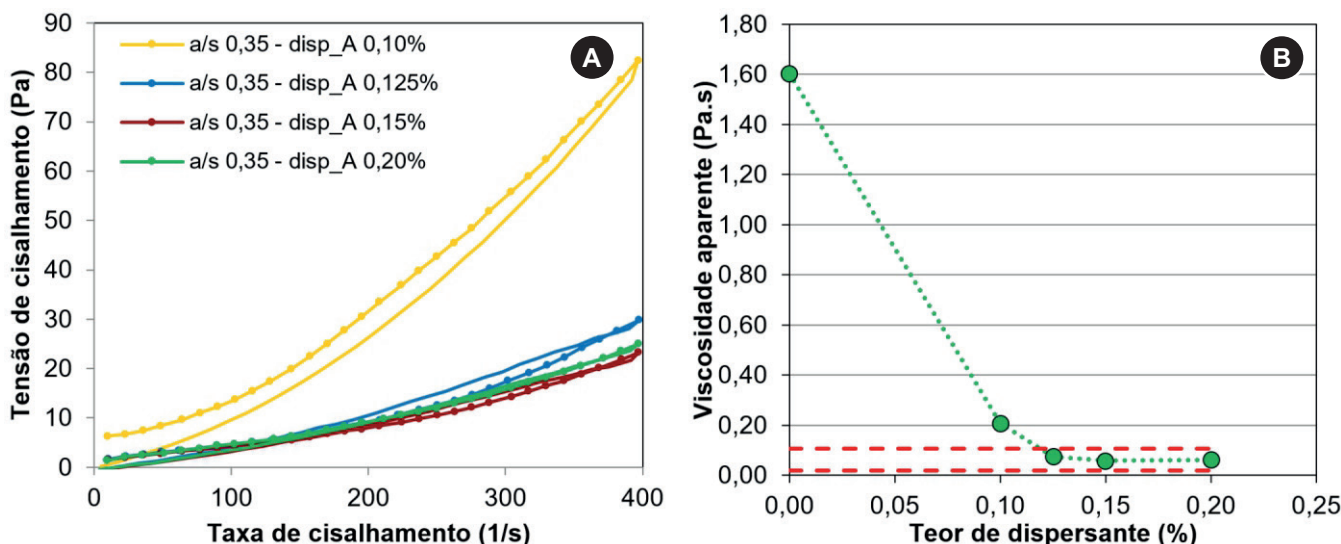


Figura 6
Determinação do teor ótimo de dispersante do FCa3: a) curvas “taxa cisalhamento x tensão cisalhamento para 4 teores de dispersante (4 diferentes ensaios de reometria de fluxo); b) “teor de dispersante x viscosidade aparente” dos mesmos ensaios

6) Para cada ensaio, foi determinada a viscosidade aparente no ponto de maior taxa de cisalhamento testada ($400s^{-1}$). (obs: a taxa de $400s^{-1}$ foi adotada porque permite uma análise mais completa do comportamento reológico de materiais cimentícios, que muitas vezes são lançados sob altas taxas de cisalhamento, como no caso de bombeamentos).

7) Foi confeccionado gráfico “Teor de dispersante x viscosidade aparente” para a determinação do menor nível de viscosidade aparente atingido com o menor teor de dispersante possível.

A Figura 6.a apresenta as diversas curvas “taxa de cisalhamento x tensão de cisalhamento” para um dos materiais estudados. A Figura 6.b apresenta o gráfico “teor de dispersante x viscosidade aparente” resultante das curvas da Figura 6.a.

Os teores ótimos de dispersante dos materiais CP V, FCa1, FCa2 e FCa3 foram, respectivamente, de 0,50%, 0,225%, 0,20% e 0,125%.

Novos experimentos foram aleatoriamente selecionados e repetidos para se determinar a variação experimental (determinada pela subtração simples entre os resultados dos testes repetidos). A variação média encontrada foi em torno de 0,035 Pa.s, valor pequeno se comparado às ordens de grandeza das viscosidades aparentes mensuradas.

3.2.2 Dosagem de concretos com empacotamento de partículas

Foram dosados diversos concretos, com diversas combinações dos materiais visando aumento do empacotamento das partículas [23]. A determinação do empacotamento foi realizada através do método de Westmann; Huggill (1930) modificado por [13], conforme descrição do item 2.

Tabela 5

Dados de dosagem dos concretos confeccionados em laboratório

| Mistura n° | Composição (% em volume) | | | | | | | | | | | Dispersante (% massa finos) |
|------------|--------------------------|------|------|------|------------------|------|------|------|------|------|------|-----------------------------|
| | Finos <125um | | | | Agregados >125um | | | | | | Água | |
| | CPV | FCa1 | FCa2 | FCa3 | Ag1 | Ag2 | Ag3 | Ag4 | Ag5 | Ag6 | | |
| C01 | 8,8 | 8,8 | - | 4,4 | 9,3 | 19,6 | 11,2 | 15,4 | - | 22,6 | 16,0 | 0,31 |
| C02 | 7,2 | 7,2 | - | 3,6 | 9,7 | 20,5 | 11,7 | 16,2 | - | 23,8 | 15,5 | 0,31 |
| C03 | 8,0 | 8,0 | - | 4,0 | 9,5 | 20,0 | 11,4 | 15,8 | - | 23,2 | 16,0 | 0,31 |
| C04 | 8,0 | 8,0 | - | 4,0 | 4,1 | 20,5 | 16,4 | 17,6 | - | 21,5 | 16,0 | 0,31 |
| C05 | 6,3 | 9,0 | - | 2,7 | 4,0 | 20,0 | 16,0 | 18,9 | - | 23,1 | 14,0 | 0,30 |
| C06 | 7,7 | 11,0 | - | 3,3 | 9,0 | 19,1 | 10,9 | 15,8 | - | 23,2 | 14,2 | 0,30 |
| C07 | 8,0 | 8,0 | - | 4,0 | 22,6 | - | 18,5 | 23,4 | - | 15,6 | 16,0 | 0,31 |
| C08 | 8,0 | 8,0 | - | 4,0 | 22,6 | - | 18,5 | 23,4 | - | 15,6 | 13,0 | 0,31 |
| C09 | 8,0 | 8,0 | - | 4,0 | 10,3 | 17,2 | 13,5 | 17,6 | 11,7 | 9,8 | 16,0 | 0,31 |
| C10 | 5,1 | 8,5 | - | 3,4 | 10,4 | 17,4 | 13,7 | 18,7 | 10,4 | 12,5 | 14,0 | 0,28 |
| Ref s/ad | 16,1 | - | - | - | - | 38,1 | - | - | - | 45,7 | 23,4 | - |
| Ref c/ad | 16,1 | - | - | - | - | 38,1 | - | - | - | 45,7 | 16,0 | 0,50 |

Para todas as combinações, foi dosado teor de dispersante ótimo através da ponderação dos teores dos finos em massa com os valores de dispersante ótimo encontrado para cada material (item 3.2.1). A Tabela 5 apresenta as composições dos concretos estudados, incluindo dois concretos de referência (Ref) dosados por um tradicional método brasileiro, um sem dispersante e outro com dispersante (c/ad = com aditivo).

3.2.3 Abatimento de tronco de cone

Os concretos tiveram o abatimento de cone medido pelos procedimentos da NBR NM 67. Concretos com alto abatimento tiveram medidos seus espalhamentos, a partir de:

- 1) realização do procedimento padrão do abatimento de cone, sobre superfície de diâmetro mínimo de 1m e demarcada em diâmetros de 500 mm até 1000 mm, com intervalos de 100 mm;
- 2) determinação do tempo t necessário para que o concreto atinja o espalhamento de 500 mm;
- 3) determinação do espalhamento final atingido.

3.2.4 Moldagem e cura dos corpos-de-prova

Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos 10x20cm. Os procedimentos de moldagem seguiram as recomendações da NBR 5738. Os corpos-de-prova foram desmoldados após 1 dia e levados à câmara úmida (umidade relativa do ar ~100%, temperatura $23 \pm 2^\circ C$), sendo mantidos sob cura úmida por 28 dias.

3.2.5 Resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão foi realizada aos

7 e 28 dias de acordo com os procedimentos da NBR 5739. Foram medidos três corpos-de-prova para cada idade, sendo a média o valor de resistência adotado. Os ensaios foram realizados com os corpos-de-prova em estado úmido. A regularização da superfície dos corpos-de-prova foi realizada em retífica. O ensaio de rompimento foi realizado em prensa Shimazdu com capacidade de 200 toneladas.

3.2.6 Eficiência do uso do cimento

Se, por um lado, a emissão de baixos valores de CO₂ pode ser conseguida em concretos convencionais com a substituição de clínquer por adições como a escória de alto forno e as cinzas volantes, esta é uma medida polêmica devido a dois motivos: 1) normalmente se aloca, de forma simplificada, zero emissões de CO₂ a estas adições, fato que já é contestado por muitos pesquisadores e até mesmo pela Comunidade Europeia [6-8] se todos realizassem esta estratégia, não haveria oferta suficiente destas adições para abaixar o teor de clínquer de forma significativa em escala mundial [3, 24].

Por isso, a diminuição da pegada de CO₂ de um concreto deve ser buscada também por estratégias de otimização do uso dos ligan-

tes – resumindo, dosar de forma a conseguir o mesmo nível de desempenho com menor teor total de ligantes, sejam estes clínquer, escória de alto forno ou cinzas volantes. Conforme visto no item 2, o empacotamento e dispersão de partículas pode auxiliar muito nesta tarefa.

Assim, para avaliar a melhoria da eficiência do uso do cimento nos concretos deste trabalho a partir das estratégias de empacotamento e dispersão de partículas adotadas, será utilizado o indicador “Índice de Ligantes” (IL) [25]. Este é calculado pela razão entre o consumo total de ligantes do concreto, em kg.m⁻³, e o desempenho (no caso, será utilizada a resistência à compressão, em MPa), conforme a Equação 8:

$$IL = \text{lig}/rc \tag{8}$$

Onde:

lig é o consumo total de ligantes da mistura, em kg.m⁻³; rc é a resistência à compressão aos 28 dias.

Este indicador, expresso em kg.m⁻³.MPa⁻¹, permite a análise da relação entre a quantidade total de ligantes (impacto econômico e ambiental) e uma medida de desempenho (no caso a mais utilizada para o concreto, a resistência à compressão, em

Tabela 6

Dados de consumo de ligantes e água; parâmetros reológicos; resistência à compressão aos 7 e 28 dias; e IL aos 28 dias

| Parâmetros convencionais dosagem | | | | | | | Parâmetros reológicos | | | Resistência compressão | | Eficiência dosagem |
|----------------------------------|-------------------------|--------------------------|------|------|------|------------|-----------------------|-------------------|-------|------------------------|-------------|---|
| Mistura | C (kg/dm ³) | Água (l/m ³) | a/c | α | m | Vazios (%) | Slump (mm) | Espalhamento (mm) | t (s) | RC 7 (MPa) | RC 28 (MPa) | IL (kg.m ⁻³ .MPa ⁻¹) |
| C01 | 213,8 | 160,0 | 0,75 | 0,62 | 9,8 | 5,72 | 280 | 670 | 13,9 | 33,7 | 35,3 | 6,1 |
| C02 | 176,0 | 155,0 | 0,88 | 0,60 | 12,2 | 7,38 | 230 | - | - | 23,4 | 25,3 | 7,0 |
| C03 | 194,4 | 160,0 | 0,82 | 0,61 | 10,9 | 6,57 | 270 | 600 | 18,5 | 27,6 | 29,2 | 6,7 |
| C04 | 194,4 | 160,0 | 0,82 | 0,61 | 11,0 | 4,18 | 270 | 595 | 30 | 27,4 | 28,2 | 6,9 |
| C05 | 156,7 | 140,0 | 0,89 | 0,58 | 14,2 | 4,62 | 60 | - | - | 27,1 | 28,1 | 5,6 |
| C06 | 191,1 | 142,3 | 0,74 | 0,61 | 11,4 | 5,44 | 190 | - | - | 34,0 | 34,9 | 5,5 |
| C07 | 194,4 | 160,0 | 0,82 | 0,61 | 10,8 | 7,66 | 270 | 600 | 19,7 | 26,2 | 29,1 | 6,7 |
| C08 | 201,3 | 130,0 | 0,65 | 0,61 | 10,8 | 7,66 | 40 | - | - | 39,0 | 40,2 | 5,0 |
| C09 | 194,4 | 160,0 | 0,82 | 0,61 | 10,9 | 6,10 | 270 | 600 | 20 | 25,0 | 27,2 | 7,1 |
| C10 | 126,9 | 140,0 | 1,10 | 0,60 | 17,6 | 7,09 | 20 | - | - | 19,5 | 21,5 | 5,9 |
| Ref s/ad | 357,7 | 234,0 | 0,65 | 0,55 | 5,0 | 22,89 | 140 | - | - | 32,1 | 32,0 | 11,2 |
| Ref c/ad | 392,2 | 160,0 | 0,41 | 0,55 | 5,0 | 22,89 | 230 | - | - | 43,3 | 47,4 | 8,3 |

Legenda: C=consumo cimento; a/c=relação água/cimento; α = teor argamassa; m = teor agregados do traço, em massa; Vazios = porosidade intergranular calculada a partir do modelo de empacotamento de Westmann; Huggill (1930) modificado por Funk; Dinger (1994); Esp = espalhamento total final; t = tempo para atingir espalhamento de 500mm; RC = resistência à compressão para a idade indicada; IL = Índice de Ligantes

MPa). Quanto maior o IL, maior o teor de ligantes necessário e, portanto, menor a eco-eficiência do concreto, e vice-versa.

4. Resultados e discussões

A Tabela 6 apresenta o consumo total de ligantes, água, os parâmetros reológicos, a resistência à compressão aos 7 e 28 dias e o IL calculado para cada traço de concreto.

Os dados da Tabela 6 demonstram que os concretos C01 a C10 foram todos dosados com preocupação de atingir alto grau de empacotamento – baixa porosidade intergranular, entre 4-8%, foi atingida em todas as formulações. Os concretos de referência atingiram quase 23% de vazios intergranulares, valor muito superior aos concretos C01-C10, possivelmente demonstrando que o método de dosagem dos concretos de referência não apresenta preocupação com o teor de vazios intergranulares.

Nos concretos de alto empacotamento C01-10, os valores de IL atingidos foram inferiores ao concreto de referência – mesmo comparados ao concreto referência com dispersante em teor ótimo. Os concretos de referência apresentaram IL maior mesmo obtendo resistências à compressão maiores – situação em que é comumente mais fácil diminuir o IL [25]. Como comparação, o concreto de referência com aditivo atingiu 47,4 MPa de resistência aos 28 dias com 392 kg/m³ de cimento, enquanto o concreto C08, por exemplo, atingiu 40,2 MPa de resistência utilizando quase metade da quantidade de cimento (201 kg/m³).

Dentro do grupo C01-10 com baixo IL, alguns (C01, C02, C03, C04, C07, C09) obtiveram valores de IL abaixo dos concretos-

-referência mesmo atingindo valores de abatimento de tronco de cone maiores – 230 a 280mm, ou seja, autoadensáveis. Em condições normais de dosagem, o aumento do abatimento é atingido com o aumento de água – consequente aumento da relação a/c, diminuição da resistência à compressão e, portanto, aumento do IL (considerando o consumo de cimento inalterado). Assim, os concretos de alto empacotamento foram capazes de aumentar a fluidez (medida pelo abatimento do tronco de cone) sem o aumento do teor de água (seus teores de água, em L/m³, são muito parecidos). No caso, considerando-se que a dispersão estava padronizada em todos estes concretos a partir do uso de teor ótimo de dispersante (sendo que, em teores absolutos, o concreto de referência continha até mais dispersante do que os demais), a relação entre o empacotamento e o teor de água pode explicar o aumento da fluidez. Por isso, a modificação da composição de agregados do concreto, com uso de ferramentas de empacotamento de partículas, acaba por modificar o conceito das dosagens convencionais, onde o teor de água total do concreto é o principal responsável por comandar o abatimento. Quando os vazios intergranulares são modificados e controlados, apresentam influência maior do que o teor de água no controle da fluidez, uma vez que, de acordo com a teoria de empacotamento apresentada, a redução destes vazios otimiza o uso do fluido – menor quantidade de fluido é utilizada para preenchê-los, e maior quantidade é utilizada efetivamente para afastar as partículas.

Com relação à dispersão, comparando-se os concretos de referência com e sem dispersante, o que não utilizou dispersante necessitou de teor maior de água para obter fluidez menor,

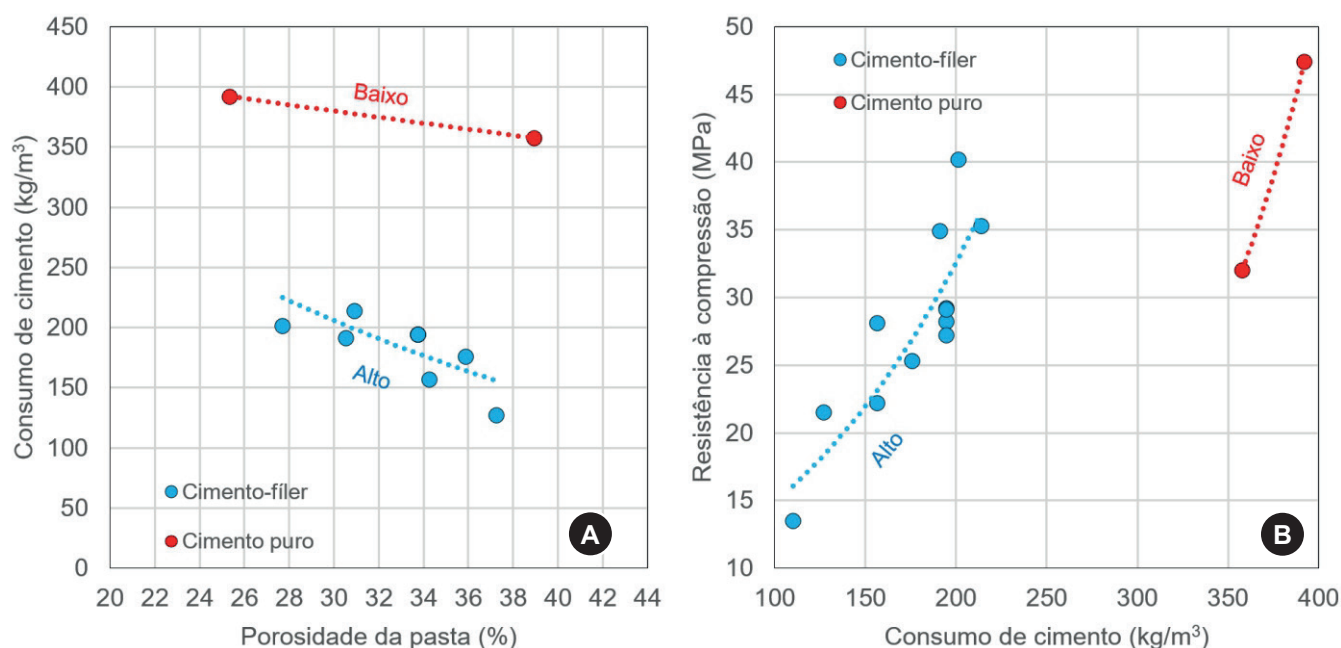


Figura 7

Correlação entre: a) porosidade da pasta e consumo de cimento; b) consumo de cimento e resistência à compressão dos concretos estudados. Pontos vermelhos são concretos de baixo empacotamento dosados com pasta composta de cimento puro; pontos azuis são concretos de alto empacotamento dosados com pastas de cimento-fíler

acarretando em perda de resistência e, portanto, aumento considerável do IL.

Assim, o aumento da eficiência do uso de ligantes em concretos está intimamente relacionada à eficiência do uso da água em afastar as partículas durante o estado fresco. O teor de água influencia diretamente as características no estado endurecido. A porosidade total da pasta no estado endurecido pode ser calculada pela Equação 9.

$$Porosidade\ pasta = \frac{V_{poros}}{V_{total}} = \frac{V_{H_2O_{total}} - V_{H_2O_{combinada}} + V_{H_2O_{retração}}}{V_{sólidos} + V_{H_2O_{total}}} \quad (9)$$

Onde:

$V_{H_2O\ combinada}$ = volume total de água combinada = 0.23 g/g cimento
 $V_{H_2O\ retração}$ = volume de retração devido à hidratação, baseado em [25] (Equação 10):

$$V_{H_2O_{retração}} = V_{H_2O_{combinada}} \times 0.254 \quad (10)$$

A Figura 7.a mostra que concretos dosados com pastas de cimento-filer (alto empacotamento), quando comparados a concretos dosados com pasta de cimento puro (baixo empacotamento), podem atingir porosidade da pasta similar com um consumo de cimento menor. Como consequência, podem atingir mesma resistência à compressão utilizando menor consumo de cimento, como demonstrado na Figura 7.b. Em ambos os gráficos, a presença de dois grupos distintos de concretos é clara – os concretos de alto empacotamento (azul) e os de baixo empacotamento (vermelho)

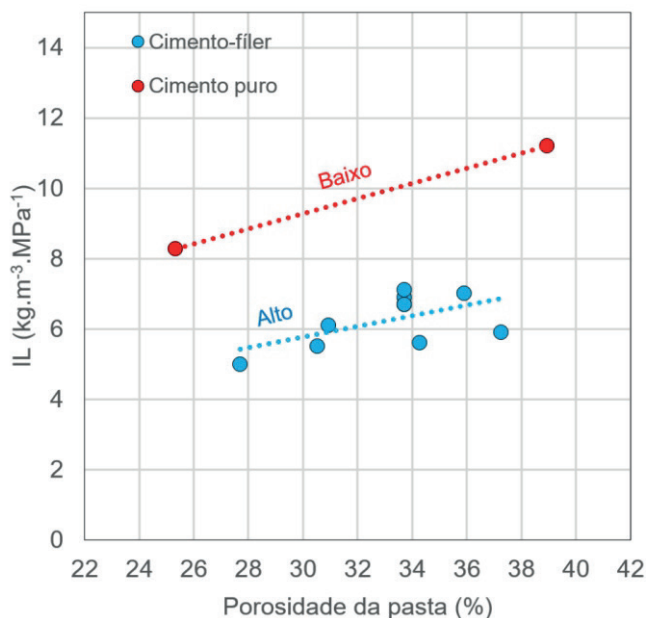


Figura 8
 Correlação entre porosidade da pasta e IL dos concretos estudados. Pontos vermelhos são concretos de baixo empacotamento dosados com pasta composta de cimento puro; pontos azuis são concretos de alto empacotamento dosados com pastas de cimento-filer

O empacotamento das partículas foi responsável por mudanças na correlação entre porosidade da pasta x consumo de cimento x resistência à compressão porque permite a mistura de concretos com menor teor de cimento usando teor de água igual ou menor. A Equação 9 mostra que a porosidade da pasta – que comanda a resistência à compressão – é muito mais influenciada por um baixo teor de água (diminui o teor de água no denominador, em um fator de 1) do que um alto teor de cimento (aumenta o teor de água combinada em fator de 0.23). A Figura 8 mostra que o IL é menor nos concretos de alto empacotamento comparados aos de baixo empacotamento com porosidade da pasta similar.

A Figura 9 apresenta os dados de IL do banco de dados apresentado em [25] com inserção dos resultados obtidos neste artigo. Em geral, os concretos dosados (pontos cinzas) apresentaram IL inferior aos encontrados na bibliografia nacional (pontos verdes) e internacional (pontos vermelhos) – com exceção dos dois concretos de referência (pontos pretos), que se confundem ao resto dos concretos consultados no benchmark, com eficiência de dosagem menor.

5. Conclusões

Mesmo com ações por parte da indústria do cimento para diminuir as emissões específicas de CO₂ na produção, um aumento das emissões totais é esperado devido ao aumento da produção. Uma estratégia promissora é o aumento da eficiência do uso do cimento e demais ligantes no concreto, o que significa dosar concretos com menor consumo atingindo mesmo desempenho.

Este artigo demonstrou como o empacotamento e a dispersão de partículas pode auxiliar a aumentar a eficiência do uso de ligantes em concretos. Concretos dosados com menor volume de vazios

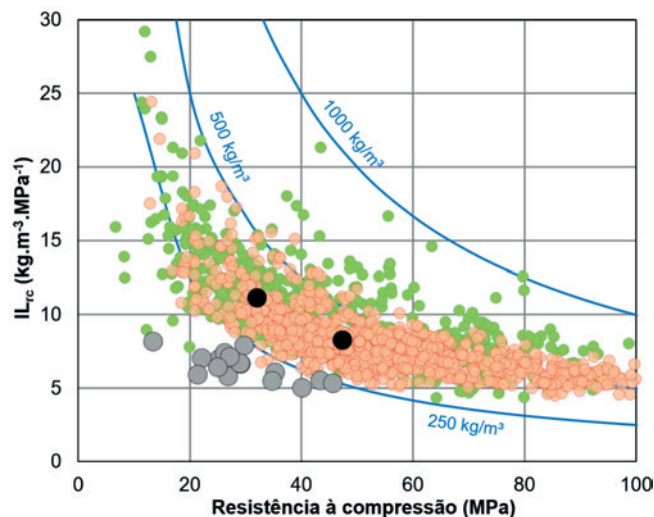


Figura 9
 Banco de dados para avaliação da eficiência do uso dos ligantes encontrado na bibliografia internacional (vermelhos) e nacional (verdes) [24]. Os concretos dosados neste estudo aparecem em cinza (alto empacotamento de partículas) e preto (concretos de referência)

intergranulares (entre as partículas) permitiram diminuir o teor de água para atingir a mesma fluidez durante o estado fresco, ou, utilizando o mesmo teor de água, obter maior fluidez – menos água é utilizada para preencher os vazios, e mais água sobra para afastar efetivamente as partículas.

O concreto de referência com dispersante, por exemplo, utilizou os mesmos 160 litros de água (L/m^3) do que os concretos C01, C03, C04, C07 e C09, mas obteve abatimento de 230mm enquanto todos os demais obtiveram abatimento 270-280mm e espalhamento 600-670mm, o que se deveu ao teor de vazios de 22.9% do concreto referência contra valores entre 4-6.5% dos demais. A possibilidade de diminuição do teor de água para obtenção da mesma fluidez permite: 1) redução da relação a/c, com conseqüente aumento da resistência à compressão; ou 2) substituição de parte do cimento por fíleres (menor teor de água e menor teor de cimento mantendo a relação a/c e portanto a resistência inalteradas). Em ambos os casos, há diminuição do Índice de Ligantes (IL). Nos mesmos concretos comparados acima, há uma redução aproximada do IL de $8 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}\cdot\text{MPa}^{-1}$ (referência) para 5,3-6,5 (concretos de alto empacotamento), ou seja, uma redução aproximada de 18-33% do IL – o que significa um aumento de eco-eficiência.

Por outro lado, a completa dispersão das partículas demonstrou requisitar menor teor de água para atingir a mesma ou maior fluidez, com os mesmos ganhos de eficiência.

A estratégia – aumento da eficiência do uso da água e ligantes – pode ser utilizada em conjunto com outras estratégias já consolidadas, como por exemplo a substituição de clínquer por adições minerais para mitigar as emissões de CO_2 . Assim, sua combinação poderia amplificar os benefícios, pois no final o teor de clínquer final seria uma multiplicação de ambos os fatores (redução de clínquer na pasta mais redução do teor de pasta total).

A ferramenta de empacotamento de partículas é uma aplicação de um conceito de física de partículas sobre concretos. A interação desta ferramenta a métodos de dosagem consagrados, como o método referência utilizado, pode ser útil para a dosagem de concretos mais eficientes em larga escala, pois ela poderia introduzir o controle da porosidade intergranular através de dados das matérias-primas (sem a necessidade da realização de experimentos de determinação experimental do empacotamento). Isto seria muito importante, já que a determinação experimental do empacotamento (também possível) demanda um tempo que pode ser inviável perante a escala de aplicação do concreto. Devido ao tamanho da cadeia produtiva do concreto, um futuro mais sustentável depende do aprimoramento das dosagens com ênfase na rapidez e facilidade de aplicação, bem como na interação entre diferentes estratégias de redução do uso do clínquer.

6. Referências bibliográficas

- [1] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Avaliando a eco-eficiência do uso de resíduos de forma simplificada. In: ENARC 2011, 2011, Maceió, Brasil. Proceedings... Maceió: II ENARC, 2011. CD-ROM.
- [2] WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT (WBCSD) / INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA). Cement Technology Roadmap 2009 – Carbon Emissions Reductions up to 2050, 2009. 36p. (CSI Report). Disponível em: <<http://wbcsd.org>>.
- [3] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Developing low CO2 concretes: is clinker replacement sufficient? The need of cement use efficiency improvement. *Key Engineering Materials*, v. 517, p. 342-351, 2012. doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.517.342
- [4] BERNSTEIN, L. et al. Chapter 7: Industry. In: METZ et al (ed). *Climate Change 2007: Mitigation. Contribution of Working Group III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, USA, 2007. p. 447-496. (IPCC Report).
- [5] MÜLLER, N.; HARNISH, J. A blueprint for a climate friendly cement industry. Gland: WWF Lafarge Conservation Partnership, 2008. 94p. (WWF-Lafarge Conservation Partnership Report).
- [6] AMMENBERG, J.; FEIZ, R.; HELGSTRAND, A.; EKLUND, M.; BAAS, L. Industrial symbiosis for improving the CO₂-performance of cement production. Final report of the CEMEX-Linköping University industrial ecology project, 2011, 149p. Disponível em: <<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:474457/FULLTEXT01.pdf>>.
- [7] CHEN, C., et al. LCA Allocation Procedure Used as an Incentive Method for Waste Recycling: An Application to Mineral Additions in Concrete. *Resources, Conservation and Recycling*, v. 54 (12) (October): p. 1231-1240, 2010.
- [8] EUROPEAN UNION. Directive 2008/98/EC of the European parliament and of the council on waste and repealing certain directives. *Off J Eur Union*, L312, p.3-30, 2008. Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=CELEX:32008L0098:EN:NOT>
- [9] HÖÖK, M. et al. A supply-driven forecast for the future global coal production. *Contribution to ASPO*, 2008. 48p. Disponível em: <<http://www.tsl.uu.se/uhdsg/Publications/Coalarticle.pdf>>.
- [10] SMITHERS APEX. Future of ferrous slag: market forecasts to 2020. 2009. 144p. (Market Report). Disponível em: <<https://www.smithersapex.com/global-ferrous-slag-market-poised-to-reach-almost-usd28-billion-by-2020.aspx>>.
- [11] HOENIG, V.; HOPPE, H.; EMBERGER, B. Carbon Capture Technology – Options and Potentials for the Cement Industry. PCA R&D Serial no. 3022 (Technical Report). European Cement Research Academy, Germany, 2007. 98p.
- [12] ANDERSON, S.; NEWELL, R. Prospects for Carbon Capture and Storage Technologies. *Annu. Rev. Environ. Resour.*, n. 29, p. 109-142, 2004.
- [13] FUNK, J. E.; DINGER, D. R. Predictive process control of crowded particulate suspensions applied to ceramic manufacturing. Boston/Dordrecht/London: Kluwer Academic Publishers, 1994. 765p.
- [14] DE LARRARD, F. Concrete mixture proportioning: a scientific approach. *Modern Concrete Technology Series*, vol. 9. London: E&FN SPON, 1999. 421 p.
- [15] YU, A. B.; STANDISH, N. Estimation of the porosity of particle mixtures by a linear-mixture packing model. *Ind. Eng. Chem. Res.*, v. 30, p. 1372-1385, 1991.

- [16] OLIVEIRA, I. R. et al. Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico. São Paulo: Fazenda Arte Editorial, 2000. 224 p.
- [17] ERDOGAN, S. T. et al. Micrometer-scale 3-D shape characterization of eight cements: Particle shape and cement chemistry, and the effect of particle shape on laser diffraction particle size measurement, *Cement and Concrete Research*, v. 40, p. 731-739, 2010.
- [18] BRUNAUER, S.; EMMETT, P. H.; TELLER, E. Adsorption of gases in multimolecular layers. *Journal of American Chemistry Society*, v. 60, n. 2, pp. 309-319, 1938.
- [19] Hunger M, Brouers, HJH, Flow analysis of water-powder mixtures: application to specific surface area and shape factor, *Cement and Concrete Composites* 31 (2009) 39-59.
- [20] HUNT, L. P.; ELSPASS, C.W. Particle-size properties of oilwell cements. *Cement and Concrete Research*, v. 16, n. 6, pp. 805-812, 1986.
- [21] ESPING, O. Effect of limestone filler BET(H₂O)-area on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, n. 38, p. 938-944, 2008.
- [22] CARTER, D. L.; MORTLAND, M. M.; KEMPER, W. D. Chapter 16: Specific Surface. In: *Methods of Soil Analysis: Part I – Physical and Mineralogical methods*. 1986.
- [23] DAMINELLI, B. L. Conceitos para formulação de concretos com baixo consumo de ligantes: controle reológico, empacotamento e dispersão de partículas. São Paulo, 2013. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 237p.
- [24] OLIVEIRA, V. C. H. C. et al. Estratégias para a minimização da emissão de CO₂ de concretos. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 167-181, 2014.
- [25] DAMINELLI, B. L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites*, n. 32, p. 555-562, 2010.

Characterization of test specimens produced in reduced size for X-ray microtomography (μ -CT) tests

Caracterização de corpos de prova de tamanho reduzido desenvolvidos para ensaios de microtomografia de raios X (μ -CT)



E. E. BERNARDES^a
elenbernardes@gmail.com

A. G. DE MAGALHÃES^a
aldom@ufmg.br

W. L. VASCONCELOS^b
wlv@demet.br

E. V. M. CARRASCO^c
mantilla@dees.ufmg.br

E. H. M. NUNES^b
eduardohmn@gmail.com

L. B. DE LIMA^d
lublbh@gmail.com

Abstract

The need to use reduced sample sizes, in order to attain improved spatial resolution in (μ -CT) tests applied in Portland cement composites, makes researchers perform the fractionation of materials to obtain samples with dimensions compatible with the capacity of the scanning equipment, which might cause alterations in the microstructure under analysis. Therefore, a test specimen (TS) with dimensions compatible with the scanning capacity of a microtomography system that operates with an X-ray tube and voltage ranging from 20 to 100 kV was proposed. Axial compression strength tests were made and their total porosity was assessed by an apparent density and solid fraction density ratio, which were obtained by means of mercury and helium pycnometry and μ -CT technique, respectively. The adoption of that TS has shown to be viable for providing a sample with a higher level of representation.

Keywords: X-ray microtomography, fractionation of samples, test specimen, pycnometry, pore structure.

Resumo

A necessidade de se utilizar amostras de tamanho reduzido, para a obtenção de uma melhor resolução espacial nos ensaios de μ -CT em compósitos de cimento Portland, leva os pesquisadores a realizar o fracionamento do material para a obtenção de amostras com dimensões compatíveis com a capacidade de leitura do equipamento, o que pode ocasionar alterações da microestrutura em análise. Assim, foi proposto um corpo de prova (CP) com dimensões compatíveis com a capacidade de leitura de um microtomógrafo com tubo de raios X que opera dentro de um intervalo de tensão de 20 a 100 kV. Foram realizados testes de resistência à compressão axial e avaliação da sua porosidade total por meio da relação entre a densidade aparente e a densidade da fração sólida, obtidas respectivamente pelas técnicas de picnometria (de mercúrio e hélio) e pela técnica de μ -CT. A adoção deste CP se mostrou viável por proporcionar uma amostragem com maior nível de representatividade.

Palavras-chave: microtomografia de raios X; fracionamento de amostras, corpo de prova, picnometria, estrutura de poros.

^a UFMG, Department of Materials Engineering and Construction, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^b UFMG, Department of Metallurgical and Materials Engineering, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^c UFMG, Department of Architecture and Urbanism Technology, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^d KROTON Educacional S.A., Belo Horizonte, MG, Brazil.

1. Introduction

The use of computer based X-ray microtomography (μ -CT) has vastly improved the structural analysis of pores in materials. According to Cnudde *et al.* [1], a critical point when working with X-ray microtomography is the ratio between the size of the sample and the spatial resolution obtained. A small sample size is required to attain a high spatial resolution. However, working with small samples conflicts with the question of representativeness, since the volume of the sample must contain the properties of the whole set, in order to obtain an acceptable estimate of the general properties of the material. In the case of composites of a cement matrix, their heterogeneity and complex void structure increase the level of difficulty of developing an adequate sampling plan.

Studies involving the analysis of pores in cementitious matrix composites by using X-ray microtomography make use of several different sampling techniques. In general, the methodologies adopted in these studies involve the molding of test specimens from which the samples are extracted. To perform this extraction, the processes of fragmentation or extraction of testimony are mainly used [2-4]. However, these processes may lead to micro-fissures, thus causing alterations in the microstructure of the materials. Additionally, a sample collected from a specific region of the specimen (TS), for instance, from the central region [5], may produce results that are not consistent with the system's true properties.

A possible alternative to extracting samples could be molding specimens with a reduced size that is compatible with the reading capacity of the equipment [5-7], which would furnish increased sampling/TS ratio, or even a total sampling.

However, it is important to note that a reduced size increases the level of difficulty in conducting studies with concretes, since the presence of coarse aggregates makes it more difficult to produce very small specimens. Therefore, studies in this field usually use materials that feature a cementitious base such as cement mortars, grouts and micro-concretes.

The objective of this study was to produce mortar specimens with a reduced size, viable to be used in μ -CT studies using whole and intact structures. In addition to that, it was sought to evaluate if the internal structure of these CPs could be considered representative when compared to specimens with dimensions of (5x10) cm,

Table 1

CP V ARI chemical analysis according to NBR 5733 standard

| Chemical determinations | Cement used (% of the mass) | NBR 5733 limits (% of the mass) |
|------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| Insoluble residue (IR) | 0.79 | ≤ 1.0 |
| Loss on ignition (LOI) | 3.9 | ≤ 4.5 |
| Magnesium oxide (MgO) | 0.76 | ≤ 6.5 |
| Sulfur trioxide (SO ₃) | | |
| - when C3A of the clinker - 8% | 2.89 | ≤ 3.5 |
| - when C3A of the clinker > 8% | - | ≤ 4.5 |
| Carbon dioxide (CO ₂) | 2.48 | ≤ 3.0 |

produced from the procedure specified by standard NBR 7215 [8]. The adoption of a standardized procedure aims to reduce the degree of variability of the study, facilitating the comparison of results for future researches.

The dimensions of the small size CPs were determined by preliminary tests performed in the same μ -CT equipment used in the subsequent assays. It was sought the largest diameter which, according to the power of the equipment, allowed to overcome the degree of opacity of the material to X-ray. For definition of the height, it was respected the condition defined in standard NBR 5738 [9] which says that the ratio between height/diameter of the test specimen must be equal to 2. Thus, the feasibility of testing cylindrical CPs of (2x4) cm was observed.

For the two types of TS adopted, axial compression tests were performed, besides to evaluating its total porosity by means of the relation between the bulk density (apparent) and the density of the solid fraction, obtained by the techniques of mercury and helium

Table 2

CP V ARI mechanical analysis according to NBR 5733 standard

| Characteristics and properties | | Unit | Cement used | Cement used |
|--------------------------------|---------------------------------|--------------------|-------------|-------------|
| Fineness | Residue in the sieve 75 μ m | % | ≤ 6 | ≤ 6 |
| | Specific area | m ² /kg | 480.6 | ≥ 300 |
| Mortar setting start time | | min | 131 | ≥ 60 |
| Mortar setting end time | | min | 186 | ≤ 600 |
| Expandability when hot | | mm | ≤ 5 | ≤ 5 |
| Compressive strength | 1 day old | MPa | 27.9 | ≥ 14 |
| | 3 days old | MPa | 40.2 | ≥ 24 |
| | 7 days old | MPa | 45.1 | ≥ 34 |

pycnometry and the μ -CT technique, respectively. The evaluation of the porosity by means of the μ -CT technique was performed only in the small size CP, since the equipment does not have sufficient power for reading in the CP of (5x10) cm.

In order to compare the results obtained from axial compressive strength tests, performed in the two TS groups studied, in order to evaluate the effect caused by the reduction in size, it was used the hypothesis test based on the Student t Test probability distribution (or T-statistical test) for independent samples.

For the purpose of verification, a new hypothesis test was performed using the Fisher-Snedecor probability distribution test (test F). For the purpose of verification, a new hypothesis test was performed using the Fisher-Snedecor probability distribution test (F-test).

2. Materials and experimental program

2.1 Mortar

Portland cement with high initial strength (CP V – ARI), whose chemical and physical properties analyses are presented in Tables 1 and 2, respectively, according to the standard NBR 5733 [10], was used. This choice is caused by the fact that this is the cement with lower content of additions available in the Brazilian market.

The mortar was produced using a 1:3 (cement/sand) ratio with a 0.48 water/cement (w/c) ratio. The sand utilized was prepared from a homogenized mixture of four individual fractions of regular sand in equal proportions, in mass, as specified in the standard NBR 7215 [8]. Table 3 exhibits the granulometric fractions of the regular sand, according to the standard NBR 7214 [11].

2.2 Molding and curing

In the preparation of the specimens (TS), standard (5x10) cm molds and special (2x4) cm molds were used, whose images can be seen in Figure 1. The specimen diameter 2 cm was previously established based on the opacity level of the material under study in relation to reading capacity of the μ -CT equipment to be utilized [6].

For the compression strength test, 55 cylindrical specimens featuring 2x4cm dimensions and 56 specimens featuring 5x10cm dimensions were molded, ruptured at 7 days of age. The compression strength tests on the normalized TS with dimensions of (5x10) cm have the purpose of validating the material, the dosing procedure and preparation of the samples, adopted in this study, since its results are backed by standard [10] and literature. Thus, when ap-

plying the same procedures for CP with dimensions of (2x4) cm, it is possible to perform a comparison of results, since there is no standard or literature data for specimens with these dimensions.

Samples used in the helium gas (He) and mercury (Hg) pycnometry tests were collected from the same specimen. Therefore, for each age under analysis (7 and 28 days), unique specimens were molded featuring 2x4cm and 5x10cm.

For reading with the X-ray microtomography, one test specimen with dimensions of (2x4) cm was molded, being used at both test ages (7 and 28 days). Because it is a non-destructive technique, the performance of readings at different ages, using the same test body, besides being feasible is convenient, as it allows following the actual changes in the porosity of the material due to the cement particles hydration process, without any variability arising from the molding process.

In the molding of the specimens, the mechanical densification was used, by means of a vibrating table, in order to reduce the variability in the process.

After the molding step, the test specimens were kept in a humid chamber for a period of 24 hours and then demolded and kept submerged in a tank containing potable water until ready to be tested.

2.3 Preparing the test specimens

For the compressive strength test, all TS had their ends capped with sulfur, in order to guarantee the parallelism between them. For the pycnometry tests, it was necessary to establish a specific preparation procedure for each TS size.

The specimens of (2x4) cm were divided in two halves by a longitudinal section. One of the halves was utilized in the helium pycnometry test and the other one in the mercury pycnometry test.

In the specimens with dimensions of (5x10) cm, two orthogonal cuts were made between them, in the longitudinal direction, and a cross section, resulting in a division of 8 parts with similar dimensions. Figure 2 shows the schematic model of cutting of the CPs and the indication of the parts selected for the tests. By longitudinal division, $\frac{1}{4}$ of the specimen was selected for the He pycnometry



Figure 1
Specimen molds – (2x4) cm and (5x10) cm

Table 3

Grain size fractions standard sand

| Material trapped between the nominal aperture sieve | Designation |
|---|----------------------|
| 2.4 mm to 1.2 mm | Coarse fraction |
| 1.2 mm to 0.6 mm | Mean coarse fraction |
| 0.6 mm to 0.3 mm | Mean fine fraction |
| 0.3 mm to 0.15 mm | Fine fraction |

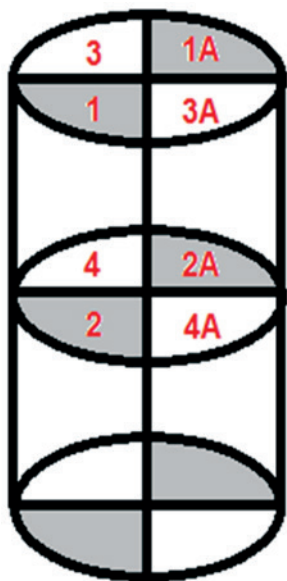


Figure 2
Cutting diagram of the CP (5x10) cm

test (parts 1 and 2) and the other $\frac{1}{4}$, opposite the vertex of the first sample, was reserved for the Hg pycnometry test (parts 1A and 2A), and the remaining parts were discarded.

Samples for the pycnometry tests were oven dried at a temperature of $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ for a period of approximately 6 hours. This drying time was sufficient for two successive weighings, intervals in 1 hour, not to differ by more than 0.5% from the lowest mass.

The parts for the helium pycnometry test were pulverized in an agate mortar grinder mill until a grain size of less than $75\ \mu\text{m}$ be attained, and controlled by sieving (100% of the material passing through the sieve # 200). At the end of the milling step, the material was homogeneously fractioned in order to obtain a fraction of approximately 3.6 grams.

The test specimen intended for the μ -CT test did not undergo any special preparation.

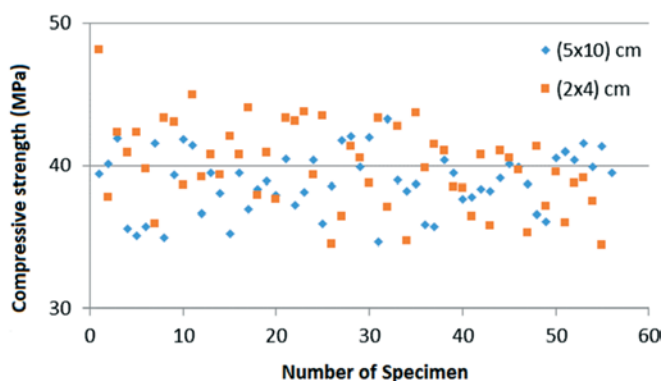


Figure 3
Dispersion graph for compressive resistance of TS at 7 days

2.4 Compressive strength test

For testing the axial compression strength of the (2x4) cm specimens, a servo electrical universal testing machine with a capacity of 30 kN was used, with a special universal joint suitable for the CP and a load cell with full scale of 10 kN.

For the (5 x 10) cm specimens, servo electrical universal testing machine with a capacity of 300 kN was used, with a special universal joint suitable for the CP and a load cell with full scale of 300 kN. In both cases, the loading speed used was $(0.25 \pm 0.05)\ \text{MPa/s}$, as specified in NBR 7215 [8], with all test specimens being tested at 7 days, since the greatest gains in compressive strength of CP V occur until this age [10].

2.5 Helium and mercury pycnometry tests

The helium pycnometry tests were performed with the QUANTACROME STEREOPICNOMETER - Model SPY-3, using the lower volume sample holder.

The mercury pycnometry was performed in a volumetric flask with a capacity of 100 mL. For the TS with dimensions of (5x10) cm, the test was performed in two stages, the first one being the fragments from the upper part of the CP (part 1A) and the fragments from the lower part (part 2A).

Based on the real density and volumetric density figures, obtained from the helium and mercury pycnometry tests respectively, the porosity of the material at the ages of 7 and 28 days was calculated.

2.6 Obtaining μ -CT images

A high-resolution microtomograph, model SkyScan 1172, was used to perform X-ray computed microtomography tests. This equipment has a CCD camera with a resolution of 10 Mp (megapixel), X-ray tube that operates within a voltage range of 20 to 100 kV and a power of up to 10 W. For the scanning of the images, a resolution of (2000 x 1048) pixels and Al + Cu filter. A rotation was adopted at angles of up to 180° , in steps of 0.40° .

The readings were performed at 7 and 28 days. After the first reading, the specimen was packed in PVC film and conditioned in a humid chamber until 28 days, and a new reading was performed at this age. For each reading age, approximately 450 projections from the scanned portion of the sample were obtained. The NRecon software was used for the reconstruction of the images, being generated 1000 sections on average. The CTAn software [12] was used to calculate the porosity of each section.

The percentages of porosity presented represent an overall mean of the porosity values obtained for sections generated from reading with the microtomograph (1042 sections for reading at 7 days and 1038 sections for reading at 28 days), and the error was calculated from the standard deviation between the readings of the sections, within a 95% confidence interval.

3. Results and discussions

3.1 Compressive strength

Figure 3 shows the dispersion graph for the compressive strength

Table 4

Statistic referential of the specimens' compressive strength on the 7th day

| Parameter | (5x10) cm | (2x4) cm |
|------------------------------|-----------|----------|
| Minimum (MPa) | 34.64 | 34.43 |
| Maximum (MPa) | 43.28 | 48.11 |
| Mean (MPa) | 38.86 | 39.97 |
| Median (MPa) | 39.05 | 39.87 |
| Standard deviation | 2.17 | 2.96 |
| Coefficient of variation (%) | 5.6 | 7.4 |

results of the specimens. It is observed that TS that reached resistance greater than 40 MPa belong, for the most part, to the group with dimensions of (2x4) cm. The largest individual values of compressive strengths also belong to specimens of said group.

Table 4 presents the values for statistical reference of the compressive strengths. Note that the (2x4) cm and (5x10) cm test specimens presented very close values for the lowest resistance, however the maximum resistance value of the CP (2x4) cm was much higher. This also showed a higher mean resistance and a higher standard deviation of the results. For both CP groups, the median value was very close to the mean value, which indicates a distribution curve very close to the Normal distribution.

From the values of mean resistance and standard deviation, the coefficient of variation of Pearson (cv) was calculated, being the largest value presented by the group of TS with dimensions of (2x4) cm. The cv indicates the variability of the results (standard deviation) in relation to the mean. The lower the value, the more uniform the data.

For the analysis of the TS mean resistance values, the hypothesis test was applied, based on the Student's T-probability distribution (or statistical test T) for independent samples. This test is used to assess whether there is a significant difference in the mean of a measure between two groups. The null hypothesis is that the mean is equal in both groups. The alternative hypothesis is that the mean is different. If the p-value, probability of error in rejecting the null hypothesis, is less than 5%, the null hypothesis is rejected. That is, it is assumed that the mean is different in the two groups.

In the case of this study, the p-value found was 2.7%, indicating that there is a significant difference between the compressive strength of the two groups, being the (2x4) cm cylinder resistance greater. Thus, although the average values of resistance are very close (difference of 1.11 MPa), the statistical difference between the resistances is quite significant.

For comparison, a new hypothesis test was performed using the Fisher-Snedecor probability distribution test (F test) for the comparison of variance. A p-value of 0.024 (2.4%) was obtained, again indicating that the variability of the (2x4) cm TS

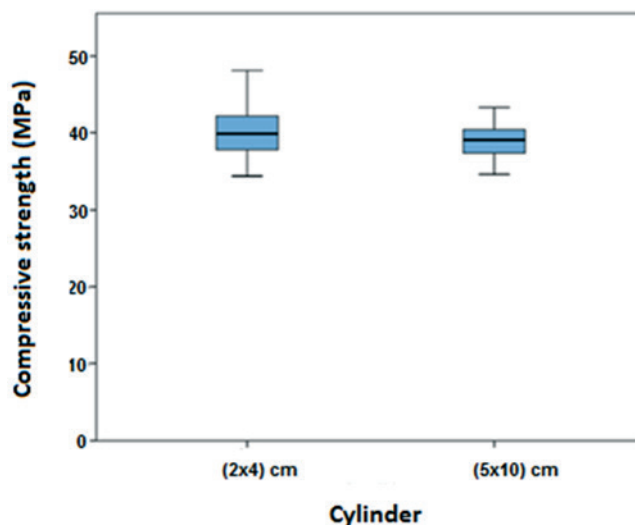


Figure 4
Boxplot for compressive strength distribution of cylinders

is significantly greater than the (5x10) cm TS.

Figure 4 shows the boxplot¹ of distribution of resistance for the two specimens groups. It is possible to observe that the variability of the resistance using the cylinder (2x4) cm is larger, in relation to the (5x10) cm cylinder.

Figure 5 shows the frequency distribution of the percentage of TS per compressive strength class. Note that the highest percentage assumed by the (5x10) cm TS was the class of 39 MPa. For the TS of (2x4) cm was the class of 41 MPa.

The higher average compressive strength and greater dispersion in the results presented by the TS with dimensions of (2x4) cm are justified by the scale effect, that is, there is a decrease in the axial compressive strength with the increase of the size of the specimen. This effect is insignificant in large structures, but with great influence in small ones, as is the case of the specimens [13].

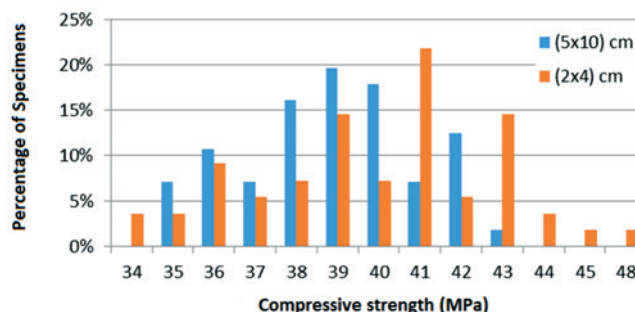


Figure 5
Frequency distribution of TS percentage per compressive strength class

¹ The boxplot is formed by the first and third quartiles and by the median. The lower and upper stems extend respectively from the lower quartile to the smallest value not lower than the lower limit and the upper quartile to the largest value not exceeding the upper limit.

Table 5
Porosity percentage

| Technique | Specimen (cm) | 7 days (%) | | 28 days (%) | |
|------------|----------------|------------|-----------|-------------|-----------|
| Pycnometry | 2x4 | 16.1 | ± 0.5 | 16.4 | ± 0.6 |
| | 5x10 (1A) | 18.3 | ± 0.2 | 18.4 | ± 0.1 |
| | 5x10 (2A) | 18.6 | ± 0.2 | 19.4 | ± 0.1 |
| | 5x10 (1A + 2A) | 18.6 | ± 0.4 | 18.7 | ± 0.2 |
| μ -CT | 2x4 | 36.4 | ± 0.1 | 16.9 | ± 0.1 |

1A – fragments from the upper-half of specimen ; 2A – fragments from the lower-half of specimen; 1A + 2A – Porosity calculated based on mean volumetric density values.

3.2 Porosity by He and Hg pycnometry and μ -CT

Table 5 presents the porosity percentages, calculated from the pycnometry techniques and the readings with the X-ray microtomograph.

The porosity of the samples, by the method of picnometry, was calculated from the values of real density and volumetric density, obtained by the helium and mercury pycnometry tests, respectively.

The porosity results, obtained by the μ -CT technique, were calculated from the global average of the porosity values obtained for each section generated by the reading with the microtomograph, being 1042 sections for reading at 7 days and 1038 sections for reading at 28 days.

By the pycnometry technique, it was observed that the percentages of porosity obtained for the specimens with dimension of (2x4) cm were smaller than those presented by the TS with dimension of (5x10) cm.

Although changes in the porosity of cementitious materials are normally expected with advancing age, caused by changes in its microstructure due to the process of hydration of the cement, the variation of the results, by the picnometry technique, was not significant. This result can be a consequence of an accelera-

tion of hydration process, caused by oven dried the samples, at a temperature of (105 ± 5) °C. [14, 15]

However, the μ -CT, whose the TS analyzed did not undergo a drying process, not only indicated a large reduction in the porosity of the material at 28 days, but also a higher percent porosity at the age of 7 days, compared to the result obtained by the picnometry technique for the (2x4) cm TS. At the age of 28 days, the porosity values between the techniques were very close.

According to Cervera *et al.* [16], to take into account the influence of temperature, many aging models have been based on the concepts of “maturity” or “equivalent age” by defining an artificial age for the cementitious material. This artificial age may be higher or lower than the actual age depending on whether the temperature history has accelerated or delayed the maturation process.

3.3 Evaluation of results

The greater variability in results and higher mean compressive strength presented by the smaller test specimens are in line with the behaviors reported in studies on the subject [7, 17-21], and can be explained especially by the theory Of Effect Size [19, 20].

Beyond that, it should be taken into account that the mechanical strength of a cementitious matrix composite is significantly affected by the porosity of its internal structure [21]. Thus, the lower porosity of the (2x4) cm TS corresponds to a higher average compressive strength, in relation to the TS of (5x10) cm.

The comparison of the porosity results, obtained from the μ -CT and pycnometry techniques, is presented in Figure 6. Although the porosity results, presented by the two techniques, were very different at the age of 7 days, at 28 days these were close. This behavior accentuate the hypothesis that the use of the drying temperature of the samples for the pycnometry test may have affected the pore structure of the material, especially at the age of 7 days, leading this to assume a pore structure characteristic of more advanced ages [15,16].

3.4 Microtomography images

Figure 7 shows images generated from the X-ray microtomograph readings at randomly selected ages of 7 and 28 days. Note that the geometry proposed for the test specimen allowed a satisfactory resolution to be obtained, and it is possible to visualize the reduction in the porosity of the sections at 28 days.

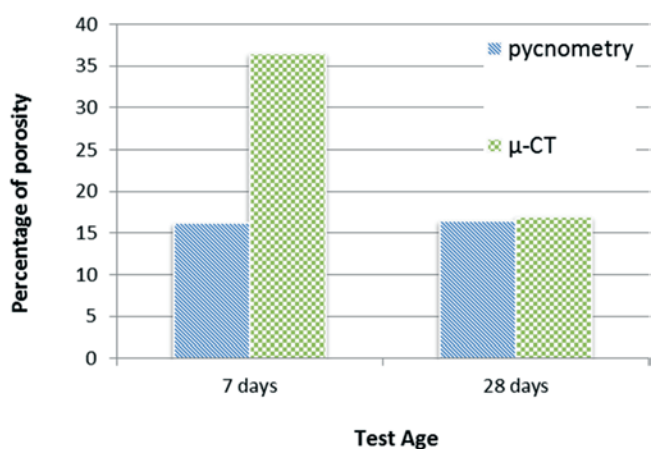


Figure 6
Porosity values obtained by μ -CT and helium and mercury pycnometry

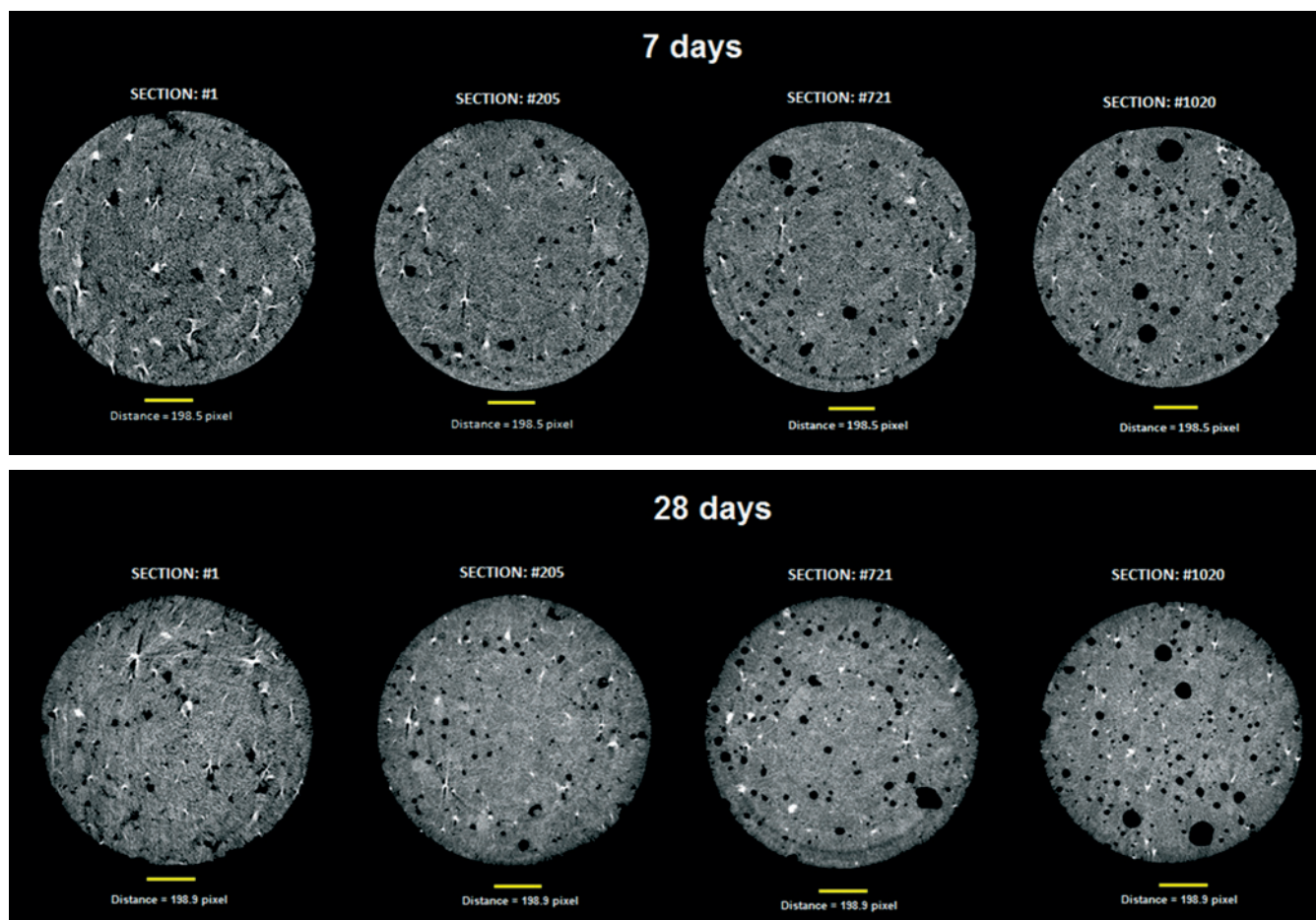


Figure 7
Selection of tomographic sections of specimen

4. Conclusions

For the μ -CT equipment used in this study, the adoption of test specimens with dimensions of (2x4) cm was feasible, indicating that studies on the pore structure of the cementitious composite can be performed in an intact whole structure. It should be noted that equipment with lower resolution and power than the one used in this study may not present satisfactory results for the TS dimensions considered.

According to the statistical tests, it was verified that, in the test of compressive strength, the test specimens of (2x4) cm presented greater variation of results and a higher average resistance, compared to the test specimens of (5x10) cm, although its average resistances are very close. Such behavior is compatible with the results obtained by several studies on the influence of dimensional variation on test specimens.

The percentage of porosity, calculated from the density values obtained by the helium and mercury picnometry tests, was slightly lower for the test specimen of (2x4) cm. Since the compressive strength is affected by the porosity of the material, in an inversely proportional relation, the greater average resistance to compression presented by this test body is consistent.

The study showed that the comparison of porosity results obtained from the techniques of picnometry and microtomography may be feasible [2, 23], however, the sample preparation process should be reevaluated, especially with regard to the use of temperature for drying the material at earlier ages, since the procedure was feasible for the age of 28 days, but influenced the results at 7 days. The large number of studies addressing the pore microstructure of cementitious materials, and especially the use of μ -CT, emphasizes the need to elaborate a procedure for the preparation of specimens with reduced dimensions. Although there is no obligation to follow technical standards in research, and each researcher has the freedom to define the procedures to be followed, trying to create a reference standard for microtomography studies can help the scientific community achieve greater advances, once that the scale effect, sample preparation and sampling technique have a direct correlation in the compressive strength and the pore structure of the material, which can create great difficulties in comparing the results.

5. Acknowledgments

The authors thank CNPq and FAPEMIG for financial support and HOLCIM for the supply of the cement used in this research.

6. Bibliographical references

- [1] V. Cnudde, M. Boone, J. Dewanckele, M. Dierick, L. Van Hoorebeke, P. Jacobs, 3D Characterization of sandstone by means of X-ray computed tomography. *Geosphere*, v.7, n.1, p. 54-61, February 2011.
- [2] E.E. Bernardes, A.G. Magalhães, W.L. Vasconcelos, E.H.M. Nunes, Evaluation of the effect of varying the workability in the concrete pore structure by using X-ray microtomography. *RIEM*, 6 (4), august (2013), 582-597.
- [3] M. Lánzon, V. Cnudde, T. Kock, J. Dewanckele, X-ray Microtomography (μ -CT) to evaluate microstructure of mortars containing low density additions. *Cement & Concrete Composites*, 34 (9) (2012), 993-1000.
- [4] S. Lu, E.N. Landis, D.T. Keane, X-ray Microtomographic studies of pore structure and permeability in Portland cement concrete. *Materials and Structures*, 39 (6) (2006), 611-620.
- [5] E. Gallucci, K. Scrivener, A. Groso, M. Stamboni, G. Margaritondo, 3D experimental investigation of the microstructure of cement pastes using synchrotron X-ray microtomography (μ CT). *Cement and Concrete Research* 37 (3) (2007), 360-368.
- [6] N.N. Naik, K.E. Kurtis, A.P. Wilkinson, A.C. Jupe, S.R. Stok, Sulfate deterioration of cement-based materials examined by x-ray microtomography. *Proc. SPIE 49th Annual Meeting, Optical Science and Technology: Developments in X-ray Tomography: IV*. Denver, August 2-6, 2004.
- [7] E.N. Landis, E.N. Nagy, D.T. Keane, Microtomographic Measurements of internal damage in Portland-cement-based composites. *Journal of Aerospace Engineering*, 10 (1) (1997), 2-6.
- [8] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7215 (Incorpora a Errata nº 1 de 1997): Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [9] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003
- [10] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5733 /EB-2: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [11] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7214: Areia Normal para ensaio de cimento – Especificação. Rio de Janeiro, 2012.
- [12] SkyScan, Structural parameters measured by SkyScan CT-analyser software. August 1, 2009.
- [13] C.V.G. Coura; M.T.G. Barbosa; F.A.I. Darwish, Análise da lei de Bažant e de Carpinteri na resistência à compressão do concreto. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, v.8, n.1, mayo, 2008.
- [14] M. Alshaaer, H. Cuypers, G. Mosselmans, H. Rahier, J. Wastiels, Evaluation of a low temperature hardening Inorganic Phosphate Cement for high-temperature applications. *Cement and Concrete Research* 41 (1) (2011), 38-45.
- [15] K.K. Aligizaki, Pore structure of cement-based materials: testing interpretation and requirements. *Modern concrete technology series*; v 12. London; New York Taylor & Francis, 2006.
- [16] M. Cervera; R. Faria, J. Oliver; T. Prato, Numerical modelling of concrete curing, regarding hydration and temperature phenomena. *Computers and Structures* 80 (2002), 1511-1521.
- [17] S-T. Yi, E-I. Yang, J-C, Choi, Effect of specimen sizes, specimen shapes and placement direction on compressive strength of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, January, 2006 v. 236, n.2, p.115-127.
- [18] R.L. Day, M.V. Haque, Correlation between strength of small and standard concrete cylinders. *ACI Materials Journal*, v.90, n. 5, p. 452-462, 1993.
- [19] J.R. Viso; J.R. Carmona; G. Ruiz, Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. *Cement and Concrete Research* 38 (3) (2008), 386-395.
- [20] C.V.G. Coura, M.T.G. Barbosa, F.A.I. Darwish, Análise da lei de Bažant e de Carpinteri na resistência à compressão do concreto. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, v8, n.1, mayo, 2008.
- [21] C.A. Gutschow, A avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas através da extração e ensaio de testemunhos de pequenos diâmetros. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995. 146 p.
- [22] C. Lian, Y. Zhuge, S. Beecham, The relationship between porosity and strength for porous concrete. *Construction and Building Materials*, 25 (11), p. 4294-4298, 2011.
- [23] S.T Ho, D.W. Hutmacher, A comparison of micro CT with other techniques used in the characterization of scaffolds. *Biomaterials* 27 (8) (2006), p. 1362-1376.

Characterization of test specimens produced in reduced size for X-ray microtomography (μ -CT) tests

Caracterização de corpos de prova de tamanho reduzido desenvolvidos para ensaios de microtomografia de raios X (μ -CT)



E. E. BERNARDES^a
elenbernardes@gmail.com

A. G. DE MAGALHÃES^a
aldom@ufmg.br

W. L. VASCONCELOS^b
wlv@demet.br

E. V. M. CARRASCO^c
mantilla@dees.ufmg.br

E. H. M. NUNES^b
eduardohmn@gmail.com

L. B. DE LIMA^d
lublbh@gmail.com

Abstract

The need to use reduced sample sizes, in order to attain improved spatial resolution in (μ -CT) tests applied in Portland cement composites, makes researchers perform the fractionation of materials to obtain samples with dimensions compatible with the capacity of the scanning equipment, which might cause alterations in the microstructure under analysis. Therefore, a test specimen (TS) with dimensions compatible with the scanning capacity of a microtomography system that operates with an X-ray tube and voltage ranging from 20 to 100 kV was proposed. Axial compression strength tests were made and their total porosity was assessed by an apparent density and solid fraction density ratio, which were obtained by means of mercury and helium pycnometry and μ -CT technique, respectively. The adoption of that TS has shown to be viable for providing a sample with a higher level of representation.

Keywords: X-ray microtomography, fractionation of samples, test specimen, pycnometry, pore structure.

Resumo

A necessidade de se utilizar amostras de tamanho reduzido, para a obtenção de uma melhor resolução espacial nos ensaios de μ -CT em compósitos de cimento Portland, leva os pesquisadores a realizar o fracionamento do material para a obtenção de amostras com dimensões compatíveis com a capacidade de leitura do equipamento, o que pode ocasionar alterações da microestrutura em análise. Assim, foi proposto um corpo de prova (CP) com dimensões compatíveis com a capacidade de leitura de um microtomógrafo com tubo de raios X que opera dentro de um intervalo de tensão de 20 a 100 kV. Foram realizados testes de resistência à compressão axial e avaliação da sua porosidade total por meio da relação entre a densidade aparente e a densidade da fração sólida, obtidas respectivamente pelas técnicas de picnometria (de mercúrio e hélio) e pela técnica de μ -CT. A adoção deste CP se mostrou viável por proporcionar uma amostragem com maior nível de representatividade.

Palavras-chave: microtomografia de raios X; fracionamento de amostras, corpo de prova, picnometria, estrutura de poros.

^a UFMG, Department of Materials Engineering and Construction, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^b UFMG, Department of Metallurgical and Materials Engineering, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^c UFMG, Department of Architecture and Urbanism Technology, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^d KROTON Educacional S.A., Belo Horizonte, MG, Brazil.

1. Introdução

O uso da microtomografia computadorizada de raios X (μ -CT) tem contribuído para uma melhor análise da estrutura de poros dos materiais. De acordo com Cnudde *et al.* [1], um ponto crítico ao se trabalhar com a microtomografia de raios X é a relação entre o tamanho da amostra e a resolução espacial obtida. Um tamanho de amostra reduzido é necessário para se conseguir uma alta resolução espacial. No entanto, trabalhar com amostras pequenas conflita com a questão da representatividade, uma vez que o volume da amostra deve conter as propriedades de todo o conjunto, a fim de se obter uma estimativa aceitável das propriedades gerais do material. No caso dos compósitos de matriz cimentícia, a sua heterogeneidade e complexa estrutura de vazios elevam o grau de dificuldade em se determinar um plano de amostragem adequado. Os estudos, envolvendo a análise da estrutura de poros de compósitos de matriz cimentícia pelo uso da microtomografia de raios X, baseiam-se nas mais diversas técnicas de amostragem. Normalmente, as metodologias adotadas nesses estudos envolvem a moldagem de corpos de prova de onde são extraídas as amostras. Para a realização desta extração, são usados, principalmente, os processos de fragmentação ou extração de testemunho [2-4]. Contudo, esses processos podem induzir o aparecimento de microfissuras, causando alterações na microestrutura dos materiais. Além disto, uma amostragem a partir de uma região específica do corpo de prova (CP) como, por exemplo, da região central [5], pode gerar resultados que não condizem com a realidade do sistema.

Uma alternativa à extração de amostras seria a moldagem de corpos de prova com dimensões reduzidas, compatíveis com a capacidade de leitura do equipamento a ser utilizado [5-7], o que proporcionaria o aumento da relação amostra/CP, ou até mesmo uma amostragem total.

Contudo, vale ressaltar que esta redução de dimensões aumenta o grau de dificuldade em se realizar o estudo com concretos, uma vez que a presença de agregados graúdos dificulta a moldagem de corpos de prova muito pequenos. Desta forma, é comum que estudos deste gênero utilizem materiais de base cimentícia como, por exemplo, pastas de cimento, argamassa e microconcretos.

O objetivo deste estudo foi produzir corpos de prova de argamassa com tamanho reduzido, passíveis de serem utilizados em estudos

Tabela 1

Análise química CP V – ARI de acordo com norma NBR 5733

| Determinações químicas | Cimento utilizado (% da massa) | Limites NBR 5733 (% da massa) |
|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| Resíduo insolúvel (RI) | 0,79 | $\leq 1,0$ |
| Perda ao fogo (PF) | 3,9 | $\leq 4,5$ |
| Óxido de magnésio (MgO) | 0,76 | $\leq 6,5$ |
| Trióxido de enxofre (SO_3) | - | - |
| - quando C_3A do clínquer - 8% | 2,89 | $\leq 3,5$ |
| - quando C_3A do clínquer > 8% | - | $\leq 4,5$ |
| Anidrido carbônico (CO_2) | 2,48 | $\leq 3,0$ |

de μ -CT com estruturas inteiras e intactas. Além disto, buscou-se avaliar se a estrutura interna destes CPs poderia ser considerada representativa, quando comparada a corpos de prova com dimensões de (5x10) cm, produzidos a partir do procedimento especificado pela NBR 7215 [8]. A adoção de um procedimento normalizado tem o intuito de diminuir o grau de variabilidade do estudo, facilitando a comparação de resultados para futuras pesquisas.

As dimensões dos CPs de tamanho reduzido foram determinadas por meio de testes preliminares realizados no próprio equipamento de μ -CT utilizado nos ensaios subsequentes. Buscou-se o maior diâmetro que, de acordo com a potência do equipamento, permitisse superar o grau de opacidade do material aos raios X. Para a definição da altura, respeitou-se a condição definida na NBR 5738 [9] em que a relação entre altura/diâmetro do corpo de prova deve ser igual a 2. Deste modo, observou-se a viabilidade de testar CPs cilíndricos de (2x4) cm.

Tabela 2

Análise mecânica CP V – ARI de acordo com norma NBR 5733

| Características e propriedades | | Unidade | Cimento utilizado | Limites NBR 5733 |
|--------------------------------|--|--------------------|-------------------|------------------|
| Finura | Resíduo na peneira 75 μ m Área específica | % | ≤ 6 | ≤ 6 |
| | | m ² /kg | 480,6 | ≥ 300 |
| Tempo de início de pega | | min | 131 | ≥ 60 |
| Tempo de fim de pega | | min | 186 | ≤ 600 |
| Expansibilidade a quente | | mm | ≤ 5 | ≤ 5 |
| Resistência à compressão | 1 dia de idade | MPa | 27,9 | ≥ 14 |
| | 3 dias de idade | MPa | 40,2 | ≥ 24 |
| | 7 dias de idade | MPa | 45,1 | ≥ 34 |

Para os dois tipos de CPs adotados, foram realizados testes de resistência à compressão axial, além de se avaliar sua porosidade total por meio da relação entre a densidade volumétrica (aparente) e a densidade da fração sólida, obtidas, respectivamente, pelas técnicas de picnometria de mercúrio e de hélio e pela técnica de μ -CT. A avaliação da porosidade por meio da técnica de μ -CT foi realizada apenas no CP de tamanho reduzido, uma vez que o equipamento não possui potência suficiente para leitura no CP de (5x10) cm.

Com o intuito de se comparar os resultados obtidos dos ensaios de resistência à compressão axial, realizados nos dois grupos de CP estudados, de modo a se avaliar o efeito provocado pela redução do tamanho, utilizou-se o teste de hipótese baseado na distribuição de probabilidade T de Student (ou teste estatístico T) para amostras independentes. Para efeito de verificação, foi realizado um novo teste de hipótese utilizando-se o teste de distribuição de probabilidade de Fisher-Snedecor (teste F).

2. Materiais e programa experimental

2.1 Argamassa

Utilizou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI), cujas análises químicas e físicas são apresentadas nas Tabelas 1 e 2, respectivamente, de acordo com a NBR 5733 [10]. Sua adoção se deve por este ser o cimento com menor teor de adições disponível no mercado brasileiro.

A argamassa foi produzida na proporção 1:3 (cimento/areia) com uma relação água/cimento (a/c) de 0,48. A areia utilizada foi preparada a partir de uma mistura homogeneizada das quatro frações individuais de areia normal em proporções iguais, em massa, conforme especificado na NBR 7215 [8]. A Tabela 3 apresenta as frações granulométricas da areia normal, segundo a NBR 7214 [11].

2.2 Moldagem e cura

Na preparação dos corpos de prova (CPs) foram utilizados moldes normalizados de (5x10) cm e moldes especiais de (2x4) cm, cujas imagens são mostradas na Figura 1. O diâmetro de 2 cm do corpo de prova foi previamente definido com base no grau de opacidade do material estudado em relação à capacidade de leitura do equipamento de μ -CT a ser utilizado [6].

Para o ensaio de resistência à compressão, foram moldados 55 CPs cilíndricos com dimensões de (2x4) cm e 56 CPs com dimen-

sões de (5x10) cm, rompidos aos 7 dias de idade. Os ensaios de compressão nos CPs normalizados com dimensões de (5x10) cm têm o intuito de validar o material, o procedimento de dosagem e preparação das amostras, adotados neste estudo, uma vez que os seus resultados são respaldados por norma [10] e literatura. Assim, ao se aplicar os mesmos procedimentos para o CP com dimensões de (2x4) cm, é possível realizar uma comparação de resultados, uma vez que não há norma ou dados na literatura específicos para corpos de prova com estas dimensões.

As amostras para os ensaios de picnometria de gás hélio (He) e picnometria de mercúrio (Hg) foram obtidas a partir de um mesmo corpo de prova. Desta forma, para cada idade analisada (7 e 28 dias), foi moldado um único corpo de prova de (2x4) cm e outro de (5x10) cm.

Para a leitura com o microtomógrafo de raios X, foi moldado 1 corpo de prova com dimensões de (2x4) cm, sendo este utilizado nas duas idades de ensaio (7 e 28 dias). Por se tratar de uma técnica não destrutiva, a realização de leituras em diferentes idades, utilizando o mesmo corpo de prova, além de viável é conveniente, pois permite acompanhar as reais alterações na porosidade do material em decorrência do processo de hidratação das partículas de cimento, sem que haja variabilidades provenientes do processo de moldagem.

Na moldagem dos corpos de prova, foi utilizado o adensamento mecânico, por meio de mesa vibratória, com o objetivo de reduzir a variabilidade no processo.

Após a etapa de moldagem, os corpos de prova foram mantidos em câmara úmida por um período de 24 horas, sendo então desmoldados e mantidos submersos em tanque contendo água potável até o momento de serem preparados para os ensaios.

2.3 Preparação dos corpos de prova

Para o ensaio de resistência à compressão, todos os CP's tiveram suas extremidades capeadas com enxofre, de modo a garantir o paralelismo entre as mesmas. Já para os ensaios de picnometria,



Figura 1
Moldes para corpos de prova de (2x4) cm e (5x10) cm

Tabela 3

Frações granulométricas da areia normal

| Material retido entre as peneiras de abertura nominal de | Denominação |
|--|--------------|
| 2,4 mm e 1,2 mm | Grossa |
| 1,2 mm e 0,6 mm | Média grossa |
| 0,6 mm e 0,3 mm | Média fina |
| 0,3 mm e 0,15 mm | Fina |

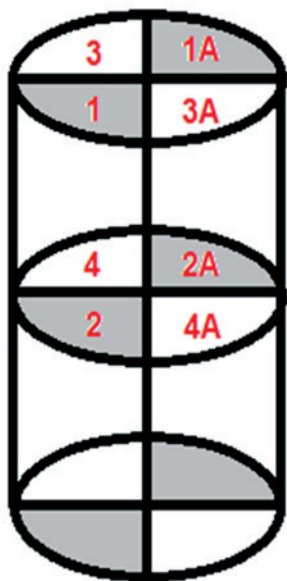


Figura 2
Esquema de corte do CP (5x10) cm

foi necessário estabelecer um procedimento de preparação específico para cada tamanho de CP.

Os corpos de prova de (2x4) cm foram divididos em duas metades, por um corte longitudinal. Uma das metades foi destinada ao ensaio de picnometria de hélio e a outra à picnometria de mercúrio. Nos CPs com dimensões de (5x10) cm, foram realizados dois cortes ortogonais entre si, na direção longitudinal, e um corte transversal, resultando em uma divisão de 8 partes com dimensões similares. A Figura 2 traz o modelo esquemático de corte dos CPs e a indicação das partes selecionadas para os ensaios. Pela divisão longitudinal, $\frac{1}{4}$ do corpo de prova foi selecionado para o ensaio de picnometria de He (partes 1 e 2) e o outro $\frac{1}{4}$, oposto ao vértice da primeira amostra, foi reservado para o ensaio de picnometria de Hg (partes 1A e 2A), sendo as demais partes descartadas.

As amostras destinadas aos ensaios de picnometria foram secas

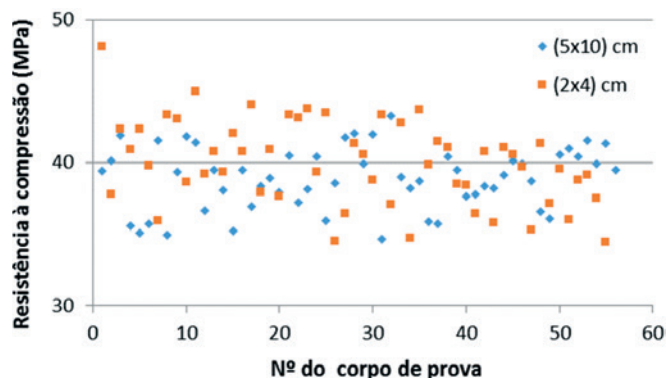


Figura 3
Gráfico de dispersão para resistência dos CPs aos 7 dias

em estufa, a uma temperatura de (105 ± 5) °C, por um período de aproximadamente 6 horas. Este tempo de secagem foi suficiente para que duas pesagens sucessivas, intervaladas em 1 hora, não diferissem em mais de 0,5% da menor massa.

As partes destinadas ao ensaio de picnometria de hélio foram, então, pulverizadas em moinho almofariz de ágata até a obtenção de uma granulometria inferior a $75 \mu\text{m}$, controlada por peneiramento (100% do material passante na peneira # 200). Finalizada a etapa de moagem, o material foi quarteado de modo a se obter uma fração de aproximadamente 3,6 gramas.

O corpo de prova destinado ao ensaio de μ -CT não passou por qualquer preparação especial.

2.4 Ensaio de resistência à compressão

Para o ensaio à compressão axial dos CPs (2x4) cm, foi utilizada uma máquina Universal servo-elétrica com capacidade de 30 kN, com uma junta universal especial adequada ao CP e uma célula de carga com fundo de escala de 10 kN.

Para os CPs de (5 x 10) cm, utilizou-se a máquina Universal servo-elétrica com capacidade de 300 kN, com uma junta universal especial adequada ao CP e uma célula de carga com fundo de escala de 300 kN.

Em ambos os casos, utilizou-se uma velocidade de carregamento de $(0,25 \pm 0,05)$ MPa/s, conforme especificação da NBR 7215 [8], sendo todos os corpos de prova ensaiados aos 7 dias, uma vez que os maiores ganhos de resistência à compressão do CP V ocorrem até esta idade [10].

2.5 Ensaios de picnometria de hélio e mercúrio

Os ensaios de picnometria de hélio foram realizados com o aparelho QUANTACROME STEREOPICNOMETER - Modelo SPY-3, utilizando-se o porta-amostra de menor volume.

A picnometria de mercúrio foi realizada em um frasco volumétrico com capacidade para 100 mL. Para o CP com dimensões de (5x10) cm, o ensaio foi realizado em duas etapas, sendo na primeira utilizados os fragmentos provenientes da parte superior do CP (parte 1A) e na segunda, os fragmentos provenientes da parte inferior (parte 2A).

A partir dos valores de densidade real e densidade volumétrica, obtidos pelos ensaios de picnometria de hélio e mercúrio, respectivamente, foi calculada a porosidade do material nas idades de 7 e 28 dias.

2.6 Obtenção de imagens por μ -CT

Para a realização da microtomografia computadorizada de raios X, utilizou-se um microtomógrafo de alta resolução, modelo SkyScan 1172. Este equipamento possui câmera CCD com resolução de 10 Mp (megapixel), tubo de raios X que opera dentro de um intervalo de tensão de 20 a 100 kV e potência de até 10 W. Para o escaneamento das imagens, foi utilizada uma resolução de (2000×1048) pixels e filtro de Al+ Cu. Foi adotada uma rotação em ângulos de até 180° , a passos de $0,40^\circ$.

As leituras foram realizadas aos 7 e 28 dias. Após a primeira leitura, o corpo de prova foi embalado em filme de PVC e acondiciona-

Tabela 4

Referencial estatístico da resistência à compressão dos CPs aos 7 dias

| Parâmetro | (5x10) cm | (2x4) cm |
|------------------------------|-----------|----------|
| Valor mínimo (MPa) | 34,64 | 34,43 |
| Valor máximo (MPa) | 43,28 | 48,11 |
| Média (MPa) | 38,86 | 39,97 |
| Mediana (MPa) | 39,05 | 39,87 |
| Desvio padrão | 2,17 | 2,96 |
| Coefficiente de variação (%) | 5,6 | 7,4 |

do em câmara úmida até os 28 dias, sendo realizada nova leitura nesta idade.

Para cada idade de leitura, foram obtidas aproximadamente 450 projeções provenientes do trecho escaneado da amostra. Para a reconstrução das imagens foi utilizado o *software* NRecon, sendo geradas em média 1000 seções. O *software* CTAn [12] foi utilizado para calcular a porosidade de cada seção.

Os percentuais de porosidade apresentados representam uma média global dos valores de porosidade obtidos para as seções geradas a partir da leitura com o microtomógrafo (1042 seções para a leitura aos 7 dias e 1038 seções para leitura aos 28 dias), e o erro foi calculado a partir do desvio padrão entre as leituras das seções, dentro de um intervalo de confiança de 95%.

3. Resultados e discussões

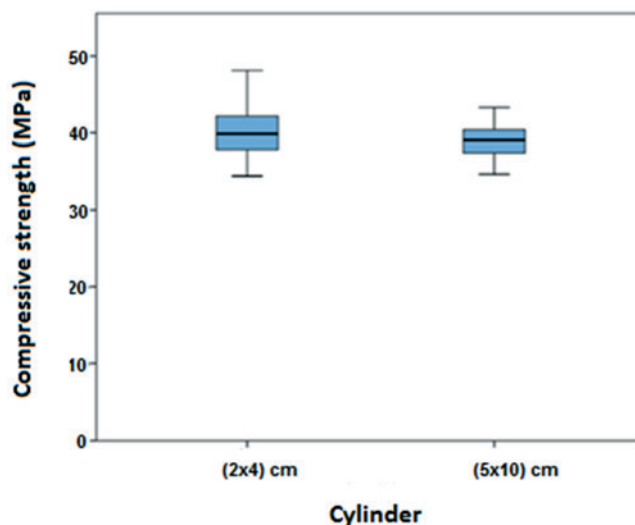
3.1 Resistência à compressão

A Figura 3 apresenta o gráfico de dispersão para os resultados de resistência à compressão dos CPs. Observa-se que os CPs que atingiram resistências superiores a 40 MPa pertencem, na maior parte, ao grupo com dimensões de (2x4) cm. Os maiores valores individuais de resistências à compressão também pertencem a corpos de prova do referido grupo.

A Tabela 4 apresenta os valores para referencial estatístico das resistências à compressão. Nota-se que os CPs de (2x4) cm e (5x10) cm apresentaram valores muito próximos para a resistência mais baixa, contudo o valor de resistência máxima do CP (2x4) cm foi bastante superior. Este também apresentou uma maior resistência média e um maior desvio padrão dos resultados. Para ambos os grupos de CPs, o valor da mediana apresentou-se bem próximo do valor da média, o que indica uma curva de distribuição bem próxima da distribuição Normal.

A partir dos valores de resistência média e desvio padrão, foi calculado o coeficiente de variação de Pearson (cv), sendo o maior valor apresentado pelo grupo de CPs com dimensões de (2x4) cm. O cv indica a variabilidade dos resultados (desvio padrão) em relação à média. Quanto menor for o seu valor, mais uniformes serão os dados.

Para análise dos valores de resistência média dos CPs, foi aplicado

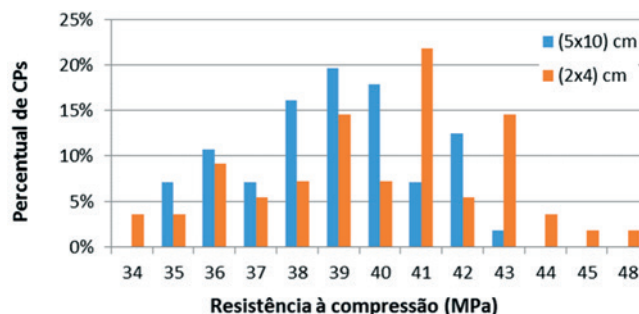
**Figura 4**

Boxplot para distribuição de resistência à compressão dos cilindros

o teste de hipótese, baseado na distribuição de probabilidade T de Student (ou teste estatístico T) para amostras independentes. Este teste é utilizado para avaliar se há diferença significativa da média de uma medida entre dois grupos. A hipótese nula é de que a média seja igual nos dois grupos. A hipótese alternativa é de que a média seja diferente. Se o p-valor, probabilidade de errar ao rejeitar a hipótese nula, for menor que 5%, a hipótese nula fica rejeitada. Ou seja, assume-se que a média é diferente nos dois grupos.

No caso desse estudo, o p-valor encontrado foi de 2,7%, indicando que há uma diferença significativa entre a resistência à compressão dos dois grupos, sendo a resistência do cilindro (2x4) cm maior. Desta forma, embora os valores médios de resistência sejam muito próximos (diferença de 1,11 MPa), estatisticamente a diferença entre as resistências é bastante significativa.

Para efeito comparativo, foi realizado um novo teste de hipótese utilizando-se o teste de distribuição de probabilidade de

**Figura 5**

Distribuição de frequência do percentual de CPs por classe de resistência à compressão

¹ The boxplot is formed by the first and third quartiles and by the median. The lower and upper stems extend respectively from the lower quartile to the smallest value not lower than the lower limit and the upper quartile to the largest value not exceeding the upper limit.

Tabela 5
Percentual de porosidade

| Técnica | CP (cm) | 7 dias (%) | | 28 dias (%) | |
|-------------|----------------|------------|-----------|-------------|-----------|
| Picnometria | 2x4 | 16,1 | $\pm 0,5$ | 16,4 | $\pm 0,6$ |
| | 5x10 (1A) | 18,3 | $\pm 0,2$ | 18,4 | $\pm 0,1$ |
| | 5x10 (2A) | 18,6 | $\pm 0,2$ | 19,4 | $\pm 0,1$ |
| | 5x10 (1A + 2A) | 18,6 | $\pm 0,4$ | 18,7 | $\pm 0,2$ |
| μ -CT | 2x4 | 36,4 | $\pm 0,1$ | 16,9 | $\pm 0,1$ |

1A – fragmentos provenientes da metade superior do CP; 2A – fragmentos provenientes da metade inferior do CP; 1A + 2A – Porosidade calculada a partir dos valores médios de densidade volumétrica.

Fisher-Snedecor (teste F) para a comparação de variância. Obteve-se um p-valor igual a 0,024 (2,4%), indicando novamente que a variabilidade para os CPs de (2x4) cm é significativamente maior em relação ao CP de (5x10) cm.

A Figura 4 apresenta o gráfico boxplot¹ (gráfico de caixa) de distribuição da resistência para os dois grupos de corpos de prova. É possível observar que a variabilidade da resistência utilizando o cilindro (2x4) cm é maior, em relação ao cilindro (5x10) cm. A Figura 5 apresenta a distribuição de frequência do percentual de CPs por classe de resistência à compressão. Nota-se que o maior percentual assumido pelos CPs de (5x10) cm foi a classe de 39 MPa. Já para os CPs de (2x4) cm foi a classe de 41 MPa.

A maior resistência média à compressão e maior dispersão nos resultados apresentados pelo CP com dimensões de (2x4) cm são justificadas pelo efeito escala, ou seja, há um decréscimo da resistência à compressão axial com o incremento da dimensão do corpo-de-prova. Este efeito é insignificante em grandes estruturas, mas com grande influência nas pequenas, como é o caso dos corpos de prova [13].

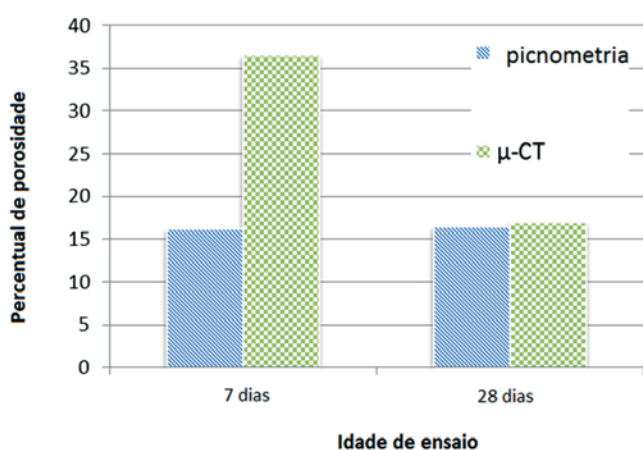


Figura 6
Valores de porosidade obtidos por μ -CT e picnometrias de hélio e mercúrio

3.2 Porosidade por picnometria de He e Hg e μ -CT

A Tabela 5 apresenta os percentuais de porosidade, calculados a partir das técnicas de picnometria e pelas leituras com o microtomógrafo de raios X.

A porosidade das amostras, pelo método de picnometria, foi calculada a partir dos valores de densidade real e densidade volumétrica, obtidos pelos ensaios de picnometria de hélio e mercúrio, respectivamente.

Os resultados de porosidade, obtidos pela técnica de μ -CT, foram calculados a partir da média global dos valores de porosidade obtidos para cada seção gerada pela leitura com o microtomógrafo, sendo 1042 seções para a leitura aos 7 dias e 1038 seções para leitura aos 28 dias.

Pela técnica de picnometria, nota-se que os percentuais de porosidade obtidos para os corpos de prova com dimensão de (2x4) cm foram menores que os apresentados pelos CPs com dimensão de (5x10) cm.

Embora, normalmente, sejam esperadas alterações na porosidade dos materiais cimentícios com o avanço das idades, ocasionadas por mudanças em sua microestrutura devido ao processo de hidratação do cimento, a variação dos resultados, pela técnica de picnometria, não foi significativa. Este resultado pode ser consequência de uma aceleração deste processo de hidratação, ocasionada pela secagem das amostras em estufa, a uma temperatura de (105 ± 5) °C. [14, 15]

Todavia, a μ -CT, cujo CP analisado não passou por processo de secagem, não apenas indicou uma grande redução na porosidade do material aos 28 dias, mas também um percentual de porosidade mais elevado na idade de 7 dias, comparado ao resultado obtido pela técnica de picnometria para o CP de (2x4) cm. Já na idade de 28 dias, os valores de porosidade entre as técnicas se apresentaram muito próximos.

De acordo com Cervera *et al.* [16], para levar em consideração a influência da temperatura, muitos modelos de envelhecimento têm se baseado nos conceitos de “maturidade” ou “idade equivalente”, por meio da definição de uma idade artificial para o material cimentício. Esta idade artificial pode ser superior ou inferior à idade real, dependendo se o histórico de temperatura tenha acelerado ou retardado o processo de maturação.

¹ O boxplot é formado pelo primeiro e terceiro quartil e pela mediana. As hastas inferiores e superiores se estendem, respectivamente, do quartil inferior até o menor valor não inferior ao limite inferior e do quartil superior até o maior valor não superior ao limite superior.

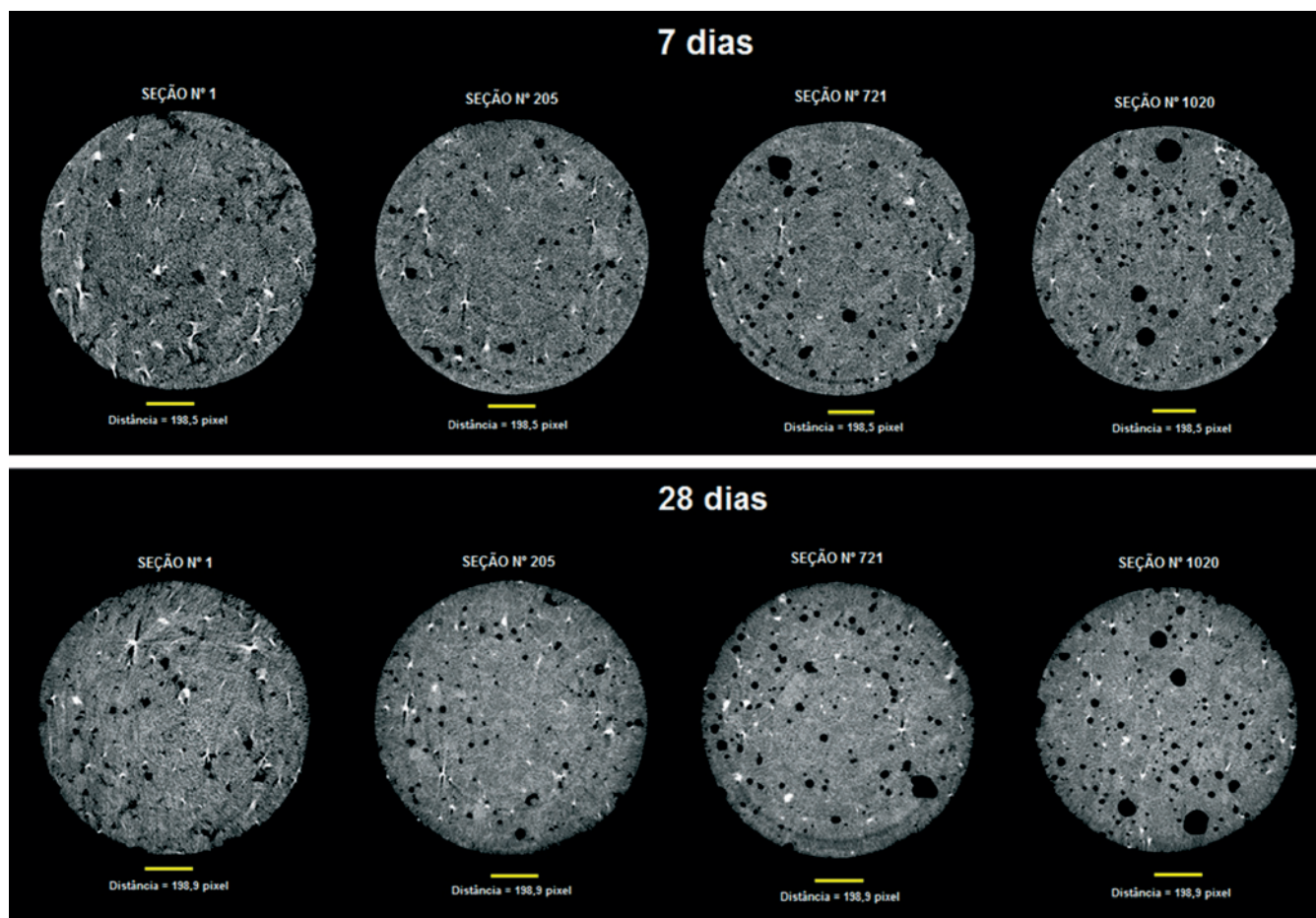


Figura 7
Seleção de seções tomográficas do CP

3.3 Avaliação dos resultados

A maior variabilidade nos resultados e maior resistência média à compressão, apresentadas pelos corpos de prova de menores dimensões, estão em consonância com os comportamentos relatados em estudos sobre o assunto [7, 17-21], e pode ser explicado, especialmente, pela teoria do Efeito Tamanho [19, 20].

Além disto, deve-se levar em consideração o fato de que a resistência mecânica de um compósito de matriz cimentícia é significativamente afetada pela porosidade de sua estrutura interna [21]. Desta forma, a menor porosidade dos CPs de (2x4) cm condiz com uma maior média de resistência à compressão, em relação aos CPs de (5x10) cm.

A comparação dos resultados de porosidade, obtidos a partir das técnicas de μ -CT e picnometria, é apresentada na Figura 6. Embora os resultados de porosidade, apresentados pelas duas técnicas, tenham sido bem diferentes na idade de 7 dias, aos 28 dias estes foram próximos. Este comportamento ressalta a hipótese de que a utilização da temperatura para secagem das amostras, destinadas ao ensaio de picnometria, pode ter afetado a estrutura de poros do material, especialmente na idade de 7 dias, levando este a assumir uma estrutura de poros característica de idades mais avançadas [15, 16].

3.4 Imagens microtomográficas

A Figura 7 apresenta imagens geradas a partir das leituras com o microtomógrafo de raios X nas idades de 7 e 28 dias, selecionadas aleatoriamente. Nota-se que a geometria proposta para o corpo de prova permitiu a obtenção de uma resolução satisfatória, sendo, inclusive, possível visualizar a redução na porosidade das seções aos 28 dias.

4. Conclusões

Para o equipamento de μ -CT utilizado neste estudo, a adoção de corpos de prova com dimensões de (2x4) cm mostrou-se viável, indicando que estudos sobre a estrutura de poros do compósito cimentício podem ser realizados em uma estrutura inteira e intacta. Ressalta-se que equipamentos com resolução e potência inferiores ao utilizado neste estudo podem não apresentar resultados tão satisfatórios para as dimensões de CP consideradas.

De acordo com os testes estatísticos, verificou-se que, no ensaio de resistência à compressão, os corpos de prova de (2x4) cm apresentaram maior variação de resultados e uma resistência média mais elevada, comparado aos corpos de prova de (5x10)

cm, embora suas resistências médias sejam bem próximas. Tal comportamento está compatível com os resultados obtidos por diversos estudos sobre a influência da variação dimensional em corpos de prova.

O percentual de porosidade, calculado a partir dos valores de densidade obtidos pelos ensaios de picnometria de hélio e mercúrio, apresentou-se um pouco menor para o corpo de prova de (2x4) cm. Uma vez que a resistência à compressão é afetada pela porosidade do material, em uma relação inversamente proporcional, a maior resistência média a compressão apresentada por este corpo de prova é condizente.

O estudo mostrou que a comparação de resultados de porosidade obtidos a partir das técnicas de picnometria e microtomografia pode ser viável [2, 23], contudo, o processo de preparação da amostra deve ser reavaliado, especialmente no que concerne à utilização de temperatura para secagem do material em idades mais precoces, uma vez que o procedimento foi viável para a idade de 28 dias, mas influenciou os resultados aos 7 dias.

O grande número de pesquisas abordando a microestrutura de poros de materiais cimentícios, e, principalmente a utilização da μ -CT, ressalta a necessidade de elaborar um procedimento para confecção de corpos de prova com dimensões reduzidas. Embora não haja a obrigatoriedade de se seguir normas técnicas em pesquisas, e cada pesquisador tenha a liberdade de definir os procedimentos a ser seguidos, tentar criar um padrão dimensional de referência para estudos de microtomografia pode ajudar a comunidade científica a alcançar maiores avanços, uma vez que o efeito escala, preparação de amostras e técnica de amostragem têm correlação direta na resistência à compressão e na estrutura de poros do material, o que pode criar grandes dificuldades na comparação dos resultados.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e a FAPEMIG pelo apoio financeiro e a HOLCIM, pelo fornecimento do cimento utilizado nesta pesquisa.

6. Referências bibliográficas

- [1] V. Cnudde, M. Boone, J. Dewanckele, M. Dierick, L. Van Hoorebeke, P. Jacobs, 3D Characterization of sandstone by means of X-ray computed tomography. *Geosphere*, v.7, n.1, p. 54-61, February 2011.
- [2] E.E. Bernardes, A.G. Magalhães, W.L. Vasconcelos, E.H.M. Nunes, Evaluation of the effect of varying the workability in the concrete pore structure by using X-ray microtomography. *RIEM*, 6 (4), august (2013), 582-597.
- [3] M. Lánzon, V. Cnudde, T. Kock, J. Dewanckele, X-ray Microtomography (μ -CT) to evaluate microstructure of mortars containing low density additions. *Cement & Concrete Composites*, 34 (9) (2012), 993-1000.
- [4] S. Lu, E.N. Landis, D.T. Keane, X-ray Microtomographic studies of pore structure and permeability in Portland cement concrete. *Materials and Structures*, 39 (6) (2006), 611-620.
- [5] E. Gallucci, K. Scrivener, A. Grosso, M. Stambanoni, G. Mar-
garitondo, 3D experimental investigation of the microstructure of cement pastes using synchrotron X-ray microtomography (μ CT), *Cement and Concrete Research* 37 (3) (2007), 360-368.
- [6] N.N. Naik, K.E. Kurtis, A.P. Wilkinson, A.C. Jupe, S.R. Stok, Sulfate deterioration of cement-based materials examined by x-ray microtomography. *Proc. SPIE 49th Annual Meeting, Optical Science and Technology: Developments in X-ray Tomography: IV*. Denver, August 2-6, 2004.
- [7] E.N. Landis, E.N. Nagy, D.T. Keane, Microtomographic Measurements of internal damage in Portland-cement-based composites. *Journal of Aerospace Engineering*, 10 (1) (1997), 2-6.
- [8] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7215 (Incorpora a Errata nº 1 de 1997): Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [9] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003
- [10] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5733 /EB-2: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [11] ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7214: Areia Normal para ensaio de cimento – Especificação. Rio de Janeiro, 2012.
- [12] SkyScan, Structural parameters measured by SkyScan CT-analyser software. August 1, 2009.
- [13] C.V.G. Coura; M.T.G. Barbosa; F.A.I. Darwish, Análise da lei de Bažant e de Carpinteri na resistência à compressão do concreto. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, v.8, n.1, mayo, 2008.
- [14] M. Alshaaer, H. Cuypers, G. Mosselmans, H. Rahier, J. Wastiels, Evaluation of a low temperature hardening Inorganic Phosphate Cement for high-temperature applications. *Cement and Concrete Research* 41 (1) (2011), 38-45.
- [15] K.K. Aligizaki, Pore structure of cement-based materials: testing interpretation and requirements. *Modern concrete technology series*; v 12. London; New York Taylor & Francis, 2006.
- [16] M. Cervera; R. Faria, J. Oliver; T. Prato, Numerical modelling of concrete curing, regarding hydration and temperature phenomena. *Computers and Structures* 80 (2002), 1511-1521.
- [17] S-T. Yi, E-I. Yang, J-C, Choi, Effect of specimen sizes, specimen shapes and placement direction on compressive strength of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, January, 2006 v. 236, n.2, p.115-127.
- [18] R.L. Day, M.V. Haque, Correlation between strength of small and standard concrete cylinders. *ACI Materials Journal*, v.90, n. 5, p. 452-462, 1993.
- [19] J.R. Viso; J.R. Carmona; G. Ruiz, Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. *Cement and Concrete Research* 38 (3) (2008), 386-395.
- [20] C.V.G. Coura, M.T.G. Barbosa, F.A.I. Darwish, Análise da lei de Bažant e de Carpinteri na resistência à compressão do concreto. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, v8, n.1, mayo, 2008.

- [21] C.A. Gutschow, A avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas através da extração e ensaio de testemunhos de pequenos diâmetros. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995. 146 p.
- [22] C. Lian, Y. Zhuge, S. Beecham, The relationship between porosity and strength for porous concrete. *Construction and Building Materials*, 25 (11), p. 4294-4298, 2011.
- [23] S.T Ho, D.W. Hutmacher, A comparison of micro CT with other techniques used in the characterization of scaffolds. *Biomaterials* 27 (8) (2006), p. 1362-1376.

Reinforced concrete bridge pier ductility analysis for different levels of detailing

Análise de ductilidade de pilar de ponte em concreto armado considerando diferentes níveis de detalhamento



R. W. SOARES^a
rachelwysard@gmail.com

S. S. LIMA^b
sdesouzalima@gmail.com

S. H. C. SANTOS^b
sergiohamsphire@gmail.com

Abstract

The structural design under seismic loading has been for many years based on force methods to consider the effects of energy dissipation and elastoplastic behavior. Currently, displacement-based methods are being developed to take into account elastoplastic behavior. These methods use moment-curvature relationships to determine the ductility capacity of a structural element, which is the deformation capacity of the element before its collapse. The greater the plastic displacement or rotation a structural member can achieve before it collapses, the more energy it is capable of dissipating. This plastic displacement or rotation capacity of a member is known as the member ductility, which for reinforced concrete members is directly related to efficient concrete confinement. This study investigates at which extents transverse reinforcement detailing influences reinforced concrete column ductility. For this, a bridge located in Ecuador is modeled and analyzed, and its ductility evaluated considering several cases of axial loading and concrete confinement levels. After the performed displacement-based analyses, it is verified whether the response modification factor defined by AASHTO is adequate in the analyzed case.

Keywords: seismic resistant structures, reinforced concrete seismic detailing, ductility capacity, plastic dissipation, seismic design of bridges, ductility, displacement-based design.

Resumo

O projeto estrutural para cargas sísmicas tem sido por muitos anos baseado em métodos de avaliação de forças para considerar os efeitos de dissipação de energia e comportamento elastoplástico. Presentemente métodos baseados em deslocamentos estão em desenvolvimento para a consideração do comportamento elastoplástico. Estes métodos usam relações momento-curvatura para determinar a ductilidade disponível de um elemento estrutural, que é a capacidade de deformação do elemento antes de seu colapso. Neste artigo é apresentada a análise e a avaliação do comportamento de pontes usando métodos baseados em deslocamentos. Para isso, uma ponte localizada no Equador é modelada e analisada e sua ductilidade disponível é verificada considerando-se diversos casos de carga axial e de situações de confinamento do concreto. Uma análise "push-over" é também realizada e os resultados obtidos são comparados.

Palavras-chave: análise sísmica, análise dinâmica, análise sísmica de pontes, ductilidade, projeto baseado em deslocamentos.

^a Texas A&M University, Zachry Department of Civil Engineering, College Station, TX, USA;

^b Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Departamento de Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1. Introduction

Brazil is located in the center of the South American tectonic plate and, therefore, in a stable geological region with respect to earthquake activity. Nevertheless, earthquakes can also occur within tectonic plates, due to the propagation of waves generated at plate's edges. Seismic stations distributed throughout the Brazilian territory have recently recorded earthquakes of small to medium magnitude. Depending on where is the focus of these earthquakes, and depending on the geotechnical conditions, the seismic waves may present large amplifications, for which the large majority of structures in Brazil are not designed to resist. NBR15421 [1] is the only Brazilian Standard for seismic design and it is specific for buildings. It is then necessary to develop specific criteria for the seismic design of bridges in Brazil.

To design a structure to resist seismic loading considering elastic behavior is clearly uneconomical. For many years the effects of energy dissipation and elastoplastic behavior has been considered based on force methods. These methods use coefficients to reduce the stresses and strains obtained after an elastic seismic analysis. Nowadays, methods based on displacement capacity are being developed and used, and the displacement-based methods fall into this category. In these methods, moment-curvature relationships are used to determine the ductility capacity of structural members. The ductility capacity can be defined as the structural plastic deformation capacity before its collapse. Another way to find a structural member ductility capacity is to perform an approximate non-linear static pushover analysis. Concrete confinement plays an important part in reinforced concrete ductility, there goes the importance of coming up with the appropriate detailing when designing seismic resistant structures, having in mind that appropriate detailing involves the correct distribution, in addition to the correct amount of transverse reinforcement.

2. Elastoplastic systems

The accelerations that an earthquake imposes to a structure can be of great intensity, causing significant stresses and strains. Thus, designing a structure to support elastically seismic loads is impractical and uneconomical. The damage must be predicted, which means that the points of plastic hinges formation must be such that it would be possible to perform repairs and avoid global collapse. The equation of motion for elastoplastic systems of a one-degree-of-freedom system is presented in the form of Equation 1, where u is the acceleration, ζ is the damping ratio, ω is the circular frequency; \dot{u} is the velocity, u_y is the yield displacement, $f_s(u)$ is the inelastic resisting force, f_y is the yield strength, and $\ddot{u}_g(t)$ is the ground acceleration.

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega\dot{u} + \omega^2 u_y \frac{f_s(u)}{f_y} = -\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

For a given ground acceleration, it is necessary to evaluate the maximum displacement of the elastoplastic system and compare it with the peak displacement u_0 caused by the same ground acceleration on the corresponding linear elastic system. This system has the same stiffness of the elastoplastic system. Both systems have the same mass and damping and the fundamental frequency

of the linear elastic system is the same of the elastoplastic system when subjected to small vibrations (Chopra, [2]).

The normalized yielding strength of the elastoplastic system can be expressed by Equation 2, where f_0 and u_0 are the force and deformation peak values due to ground motion on the corresponding elastic system.

$$\overline{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{u_y}{u_0} \quad (2)$$

Alternatively, \overline{f}_y can be related to f_0 by the R_y coefficient, as displayed in Equation 3. If a system presents R_y greater than unity this means that the yielding force is inferior to the minimum required strength for the system remaining in elastic behavior during the ground motion.

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y} \quad (3)$$

The absolute peak elastoplastic displacement u_m , obtained for a certain ground acceleration, can be normalized regarding the yielding displacement u_y . This dimensionless ratio is called ductility factor (μ) and it is defined on Equation 4. For systems that deform inelastically, this factor is greater than unity. This factor is the ductility demand imposed on an elastoplastic system by a given ground acceleration. It is a design requirement that the ductile capacity (the ability to deform beyond the elastic limit) must exceed the displacement demand imposed by the earthquake (Chopra, [2]).

$$\mu = \frac{u_m}{u_y} \quad (4)$$

Equation 5 shows the relationship between peak deformation u_m and the peak deformation of the correspondent linear system u_0 .

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{\mu}{R_y} \quad (5)$$

In terms of spectral behavior, for periods greater than the displacement sensitive spectral region, the deformation u_m from an elastoplastic system is practically independent from factor R_y and is essentially equal to the linear elastic corresponding displacement u_0 . This happens since, for a fixed mass, this system is considerably flexible and the mass stays almost stationary while the base moves. Therefore, the peak deformation is equal to the base displacement, for any value of R_y . For systems on the velocity or acceleration sensitive spectral regions, u_m can be greater or smaller than u_0 , so the ductility demand μ can be greater or smaller than R_y (Chopra [2]).

2.1 Concrete confinement

In the seismic design of bridge piers, there are regions where plastic hinges should be designed for performing with enough ductility in order to prevent total collapse. Adequate member ductility is also required to allow redistribution of forces and energy dissipation. Therefore, it is required that the columns be designed to have enough transverse reinforcement to confine the compressed concrete and to prevent buckling of the longitudinal bars or shear failure. Many studies have shown that efficient concrete confinement results in an increase in strength and ductility. In Mander and Priestley [3], a

method for determining specific strain limits is proposed. The software CAPIBA, developed by Souza Jr. [4], is based on this method for determining moment-curvature and stress-strain diagrams taking into account concrete confinement; this program was used in this study to find moment-curvature diagrams of the central bridge pier.

3. Displacement-based seismic design methods

The displacement-based seismic design methods are based on finding the point of maximum inelastic displacement, in evaluating the energy absorbed during seismic activity, and evaluating the representative total damping in the structure. The displacements are limited in accordance with the intended performance for each structural member. This design method is based on performance concepts. There are some gaps left by force-based design methods which displacement-based methods are able to fill. For instance, the hypothesis that ductile members may reach yielding stress simultaneously considered in force-based methods is better considered in displacement-based methods. Another issue in force-based design methods is that they do not take into account the complexity associated with the calculation of the global ductility of structures.

3.1 CALTRANS [5]

CALTRANS [5] recommends a displacement-based procedure. It considers the elastoplastic behavior by introducing a parameter called ductility demand for each type of structural element. The ductility demand is compared to the ductility capacity values of each element of the bridge; then the performance of the bridge can be evaluated. To determine the displacement demand, the analysis must be carried out considering the effective stiffness, taking into account the non-linearity of the material and the cracking effects. The displacement capacity of a structural element is obtained by calculating its rotation capacity, based on the corresponding moment-curvature diagrams. These diagrams should be corrected to an idealized diagram with balanced areas, as shown in Figure 1.

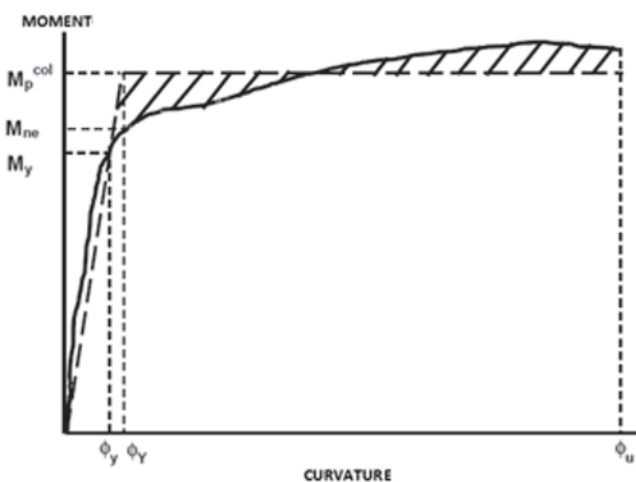


Figure 1
Idealized moment-curvature diagram, CALTRANS [5]

For cantilever columns with fixed base, Equations 6 to 10 can be used to determine the rotation capacity. Equation 11 provides the equivalent analytical plastic hinge length, where L is the distance from the point of maximum moment to the inflection point, L_p is the equivalent analytical plastic hinge length as defined by Equation 11 (length in mm, stress in MPa). Δ_p is the idealized plastic displacement capacity due to rotation of the plastic hinge; Δ_y^{col} is idealized yield displacement of the column at the location of the plastic hinge; ϕ_y is the idealized yield curvature defined by an elastic-perfectly-plastic representation of the cross section $M-\phi$ curve; ϕ_p is the idealized plastic curvature capacity; ϕ_u is the curvature capacity at the Ultimate Limit State; and θ_p is the plastic rotation capacity.

$$\Delta_c = \Delta_y^{col} + \Delta_p \quad (6)$$

$$\Delta_y^{col} = L^2/3 \times \phi_y \quad (7)$$

$$\Delta_p = \theta_p \times (L - L_p/2) \quad (8)$$

$$\theta_p = L_p \times \phi_p \quad (9)$$

$$\phi_p = \phi_u - \phi_y \quad (10)$$

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y \phi_b \geq 0.044 f_y \phi_b \quad (11)$$

The local displacement ductility capacity μ_c for a particular member is then defined by Equation 12 and the ductility demand μ_D is determined by Equation 13, where Δ_D is the maximum displacement in an element due to ground motion.

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_y^{col}} \quad (12)$$

$$\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_y^{col}} \quad (13)$$

3.2 Nonlinear static pushover analysis

As stated by Sucuoğlu & Akkar [6], the concept of seismic performance changes the way in which structures subjected to seismic loading are designed. Instead of increasing the strength, which does not necessarily leads to increased safety, understanding and improving the response of the structure under seismic action is the key. Understanding the distribution of seismic forces along a structure becomes more critical than acknowledging its full value. A good seismic performance is assured when the structure has the ability to form plastic hinges in regions that do not compromise its global stability, dissipating energy before collapsing completely (as stated by Sucuoğlu & Akkar, [6]).

Through a nonlinear static pushover analysis it is possible to calculate the ductility capacity of structural members considering their elastoplastic behavior. The analysis is performed by subjecting the structure to forces that increase in small amounts up to a certain limit of displacement, the peak response. The analysis must be nonlinear so that it takes into account the elastoplastic effects throughout the process. Sucuoğlu & Akkar [6] states that the nonlinear structural model allows ductile members to the formation of

plastic hinges. After the definition of the hinges location and properties, incremental loading static analysis can be performed.

4. Results and discussions

In the Case Study, modeling, analysis, and design of a hypothetical bridge located in Ecuador has been performed. The initial design of the pier followed AASHTO [10] provisions. The ductility capacity and demand calculations were performed following the provisions of CALTRANS [5]. SAP2000 [7] FEM program was chosen to model and analyze the bridge. The moment-curvature diagrams were obtained in CAPIBA (Souza Jr., [4]). The ductility capacity and demand were calculated considering three confinement considerations: unconfined; considering transverse reinforcement as prescribed in NBR 6118 [8], referred to as usual detailing; and considering transverse reinforcement as prescribed in ACI-318 [9], referred to as special detailing. Ten cases of compressive forces acting on the pier were considered: maximum and minimum compressive service loads: 9915kN and 15700kN, and compressive forces of 20000kN, 35000kN, 50000kN, 65000kN, 80000kN, 95000kN, 115000kN and 130000kN, arbitrarily defined. These levels of loads were chosen in order to investigate how the progressive increase in the levels of compressive forces affects the member ductility.

In addition, a nonlinear static pushover analysis was performed. Pushover analysis was undertaken for four cases of modeling: three-dimensional model with springs simulating the soil-interaction between the piles and the soil; three-dimensional model and fixed piles; two-dimensional model with springs simulating the soil-interaction between the piles and the soil; and two-dimensional model and fixed piles.

4.1 Bridge description and additional information

The bridge presented on this Case Study is hypothetically located in Ecuador. The bridge has two spans with 35.2m each. The deck has 13.38m in width and it is supported by prestressed concrete

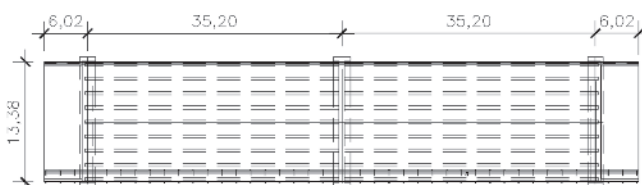


Figure 2
Plan view of the case study bridge

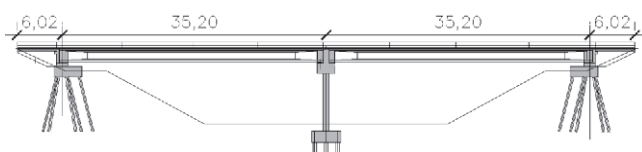


Figure 3
Longitudinal view of the case study bridge

girders that are connected to the slabs. Each end of the bridge presents a reinforced concrete abutment wall. The reinforced concrete central pier wall has 8m in width and 80cm in depth. Figures 2, 3 and 4 respectively show a plan view, a longitudinal view of the bridge and a sectional view showing the central pier wall.

4.2 Finite element modeling

A three-dimensional modeling of the bridge and its seismic analysis were performed with the finite element program SAP2000 [7]. The abutment and the slabs were represented by shell elements and the girders, center pier and piles by frame elements. Springs arranged along the piles represent the soil-structure interaction; the elastic constants of the springs were determined according to the characteristics of the foundation soil, following the criteria proposed by Terzaghi [11].

Following the prescriptions of AASHTO [10], the analysis performed in order to design the pier was the multimodal elastic, since the bridge presents geometric, mass distribution and stiffness regularity, and it is located on seismic zone 2 (Peak Ground Acceleration equal to 0.3g). The modes to be included in the analysis shall be at least equal to three times the number of bridge spans and also it shall be checked that at least 90% of the total structure mass was mobilized in each of the three translational directions. Displacements and forces were obtained by combining the response of each mode through the CQC method (Complete Quadratic Combination). The earthquake load combination in each direction (transversal and longitudinal) was made taking 30% of the transversal earthquake combined to 100% of the longitudinal earthquake, then 100% of the transversal earthquake combined to 30% of the longitudinal one. The purpose of this multimodal analysis has been to obtain the forces for designing the reinforcement of the bridge, to be checked in the subsequent steps of the analysis.

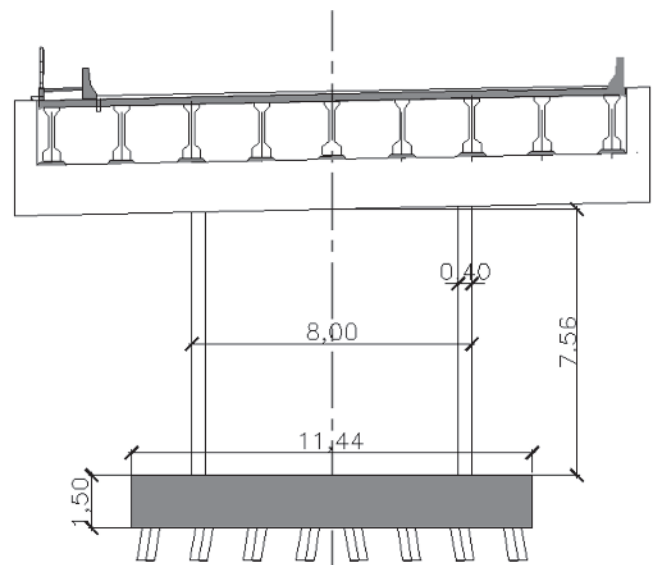


Figure 4
Sectional view showing the central pier wall of the case study bridge

Table 1
Pier reinforcement summary

| 80cm x 800cm transverse section | |
|---|---|
| Longitudinal reinforcement | Φ 25mm each 15cm both sides |
| Transverse reinforcement NBR6118 – usual detailing | Φ 6,3mm each 20cm 8 legged stirrup |
| Transverse reinforcement ACI-318 – special detailing | Φ 10mm each 12.5cm 10 legged stirrup |

The definition of the considered design spectrum followed the prescriptions of AASHTO [10]. This will result in a bridge designed with low probability of collapse, and that can experience significant damage and discontinuity of operation when subject to earthquakes with 1000 years of return period. As can be verified in Ecuador local seismic maps, the values to be considered for S_s (acceleration coefficient for period of 0.2s) and S_1 (acceleration coefficient for period of 1.0s) and PGA (peak ground acceleration) are, respectively, $S_s = 0.725$, $S_1 = 0.255$ and $PGA = 0.3g$. Based on the available site soil information, it was classified as site Class D, stiff soil. The F_a , F_v , and FPGA values obtained from AASHTO [10] tables are, respectively $F_a = 1.22$, $F_v = 1.89$ and $FPGA = 1.20$.

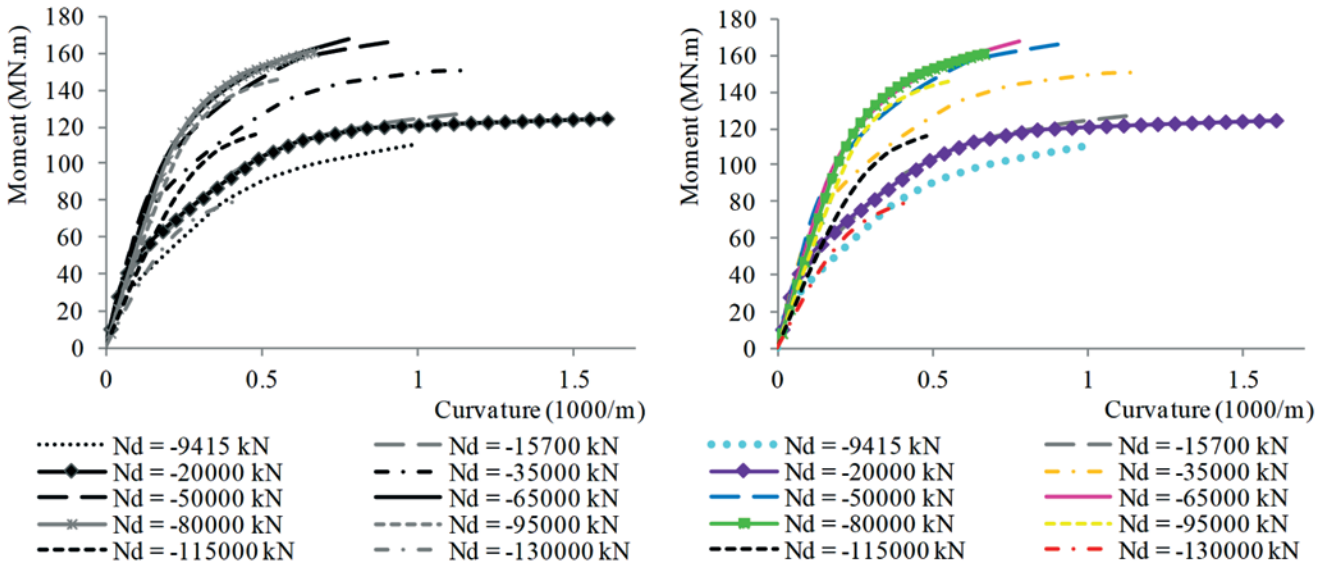


Figure 5
Moment-curvature diagrams given by CAPIBA (Souza Jr. [4]). No concrete confinement taken into account

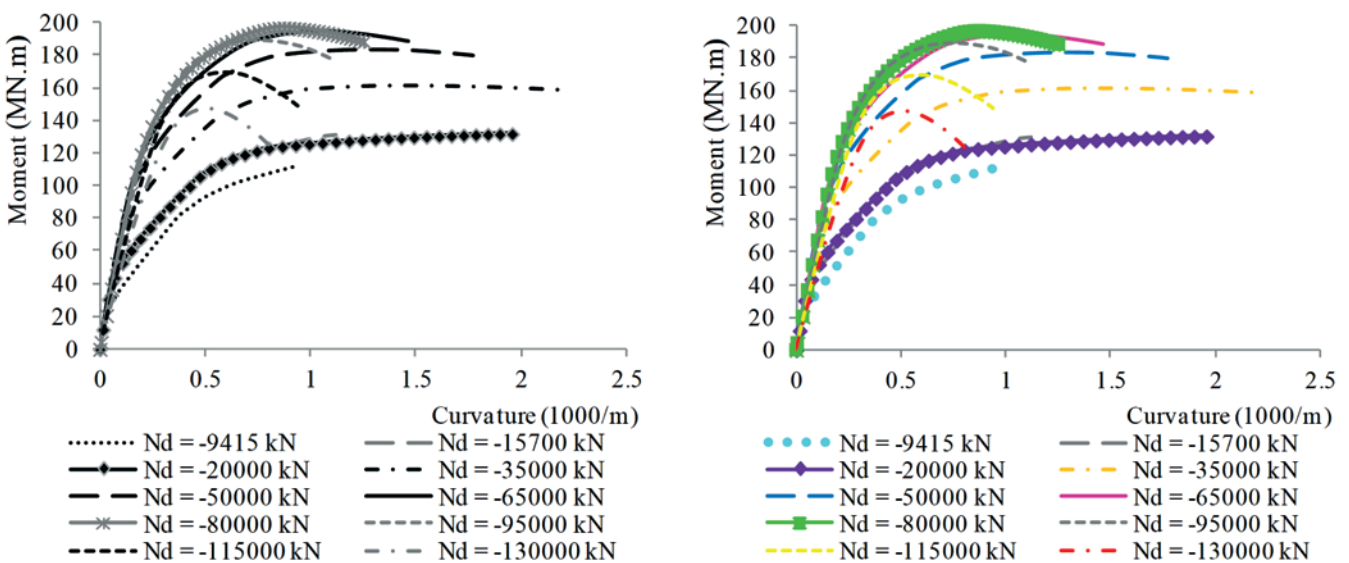


Figure 6
Moment-curvature diagrams given by CAPIBA (Souza Jr. [4]), NBR6118 [8] transverse reinforcement, concrete confinement considered

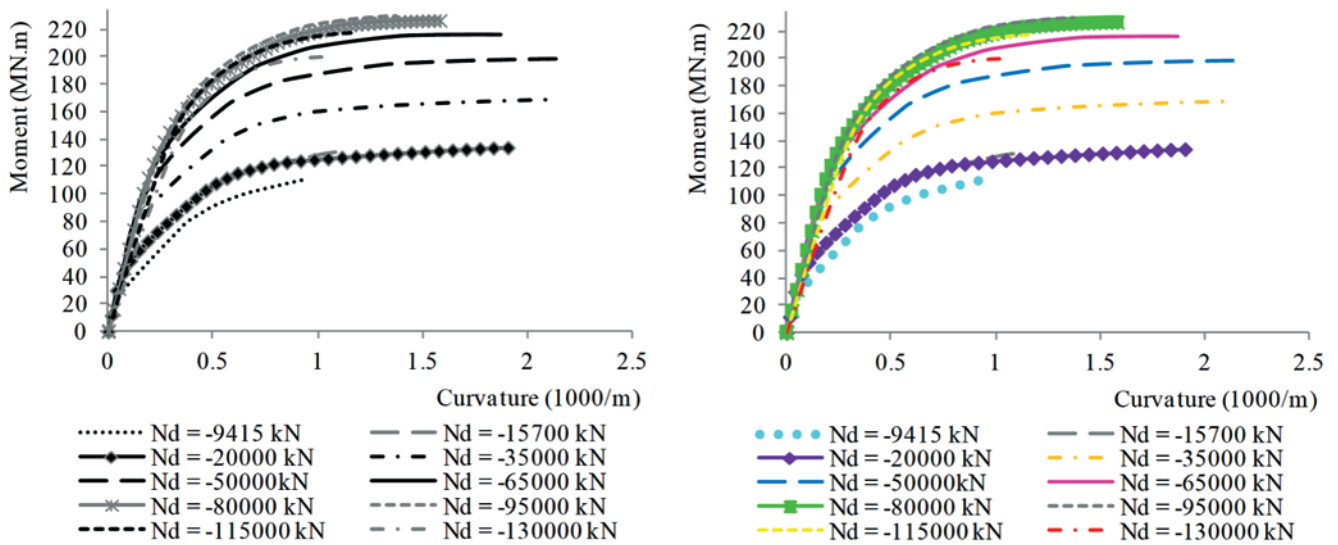


Figure 7 Moment-curvature diagrams provided by CAPIBA (Souza Jr. [4]), ACI-318 [9] transverse reinforcement, concrete confinement considered

To consider the elastoplastic behavior, AASHTO [10] recommends reducing the effects of seismic forces by a response modification factor, since AASHTO is a force-based code. For critical operating class bridges pier walls AASHTO [10] considers a response modification factor of 1.5. Initially the bridge pier was designed following AASHTO [10] provisions, and since this is a force-based code, the response modification factor was applied to reduce the elastic seismic stresses obtained after this analysis. After the pier wall was designed based on this assumption, its ductility capacity was evaluated based on CALTRANS [5] provisions and also by performing a pushover analysis.

4.3 Design of central pier wall

Table 1 presents the pier reinforcement summary. The transverse

Table 2 Ductility capacity, no concrete confinement taken into account

| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
|------------|------------|----------|---------|
| Unconfined | -130000 | -0.813 | 1.24 |
| | -115000 | -0.719 | 1.24 |
| | -95000 | -0.594 | 1.32 |
| | -80000 | -0.500 | 1.43 |
| | -65000 | -0.406 | 1.63 |
| | -50000 | -0.313 | 1.97 |
| | -35000 | -0.219 | 2.37 |
| | -20000 | -0.125 | 3.45 |
| | -15700 | -0.098 | 1.92 |
| | -9415 | -0.059 | 1.90 |

reinforcement was determined by two criteria, corresponding to two levels of detailing and consequent concrete confinement, that influence in ductility capacity. The first criterion is according Brazilian Standard NBR6118 [8] referred to as usual detailing. The second one is according ACI-318 [9] referred to as special transverse detailing.

4.4 Pier wall ductility assessment according to CALTRANS [5]

The moment-curvature diagrams obtained in CAPIBA Program (in Souza Jr. [4]) are shown in Figures 5 to 7. Tables 2 to 4 show the ductility capacity μ_c for all the cases previously defined. Figure 8 shows the relationships between dimensionless compression

Table 3 Ductility capacity, NBR6118 [8] transverse reinforcement concrete confinement

| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
|----------------------------|------------|----------|---------|
| Confined, A_{sw} NBR6118 | -130000 | -0.813 | 1.56 |
| | -115000 | -0.719 | 1.62 |
| | -95000 | -0.594 | 1.83 |
| | -80000 | -0.500 | 2.01 |
| | -65000 | -0.406 | 2.42 |
| | -50000 | -0.313 | 2.96 |
| | -35000 | -0.219 | 3.49 |
| | -20000 | -0.125 | 4.08 |
| | -15700 | -0.098 | 2.00 |
| | -9415 | -0.059 | 2.00 |

Table 4
Ductility capacity ACI-318 [9], transverse reinforcement, concrete confinement

| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
|----------------------------|------------|----------|---------|
| Confined, A_{sw} ACI-318 | -130000 | -0.813 | 1.50 |
| | -115000 | -0.719 | 1.62 |
| | -95000 | -0.594 | 1.89 |
| | -80000 | -0.500 | 2.16 |
| | -65000 | -0.406 | 2.69 |
| | -50000 | -0.313 | 3.23 |
| | -35000 | -0.219 | 3.84 |
| | -20000 | -0.125 | 4.66 |
| | -15700 | -0.098 | 2.11 |
| | -9415 | -0.059 | 2.07 |

forces (obtained by Equation 14) versus ductility capacity.

$$\eta_d = \frac{N_d}{(b h f'_{cd})} \tag{14}$$

4.5 Nonlinear static pushover analysis

Four types of models were created in order to perform the nonlinear static pushover analysis: three-dimensional model and springs simulating the soil-interaction between the piles and the soil; three-dimensional model and fixed piles; two-dimensional model and springs simulating the soil-interaction between the piles and the soil; and two-dimensional and fixed piles. The displacements and ductility capacity are given in Table 5.

4.6 Results discussion

Analyzing the moment-curvature diagrams and the ductility ca-

capacity values obtained for unconfined concrete, confined concrete according NBR6118 [8] transverse reinforcement detailing, and confined concrete according ACI-318 [9] transverse reinforcement detailing, it is clear that as the compression on the column increases from $0 \leq \eta \leq -0.13$, ductility capacity increases as well. From certain compressive force values ($\eta \leq -0.13$), ductility get smaller. For compressive strength values close to rupture ($\eta \leq -0.6$), ductility becomes very low. It is also noticeable that for $-0.1 \geq \eta \geq 0.5$, there is a considerable enhancement in ductility if the effects of concrete confinement are taken into account. The more confined is the concrete, greater is its ductility. But for $\eta \leq -0.5$, increasing the transverse reinforcement does not result in greater ductility capacity.

After performing nonlinear static pushover analyses, it can be seen that for the 4 types of models for which the analysis was performed, ductility capacity increases as the transverse reinforcement increases as well. It is noticeable that two-dimensional models provided results that were very close to results obtained with three-dimensional models. Representing piles by their real length and springs for simulating the soil-structure interaction provides higher ductility values than fixing the piles in the model.

5. Conclusions

This study aimed to investigate the influence of reinforcement detailing in ductility of reinforced concrete bridge central pier for different levels of detailing. For this purpose, different sets of reinforced concrete levels of detailing were considered as design and detailing guidelines, based on ACI 318 [9], intermediate, and special detailing, and NBR 6118 [8]- ordinary detailing. Member moment-curvature relationships were then obtained for each level of detailing, based on Mander's [3] confinement model relations. Once the member moment-curvature diagrams were obtained, member ductility was found by the CALTRANS [5] approximate method and by performing a non-linear pushover analysis. As expected, member ductility reduces as the level of axial compressive forces increases. From the moment-curvature

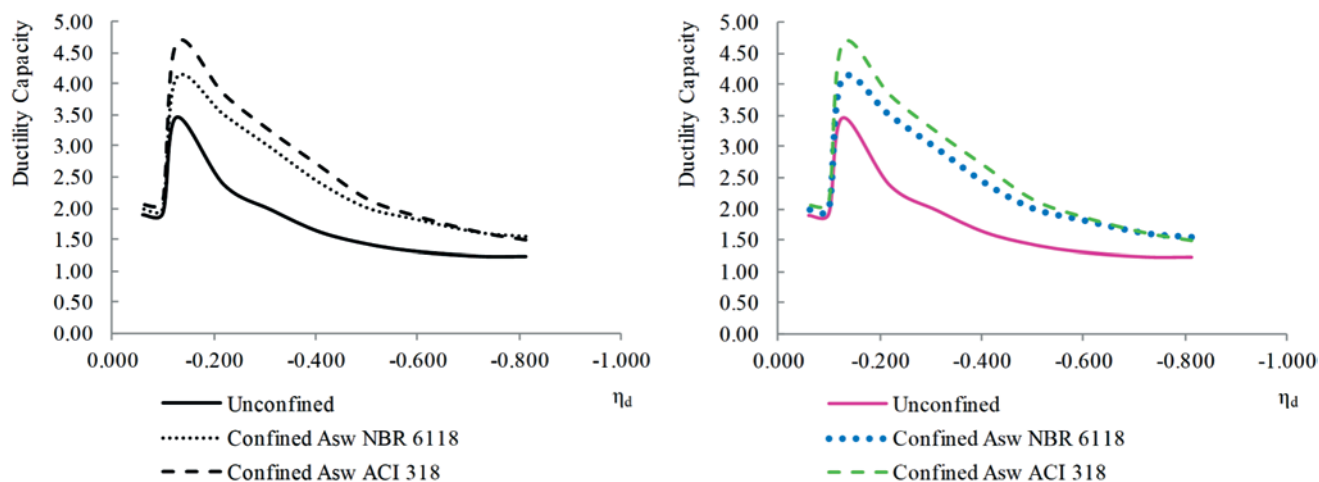


Figure 8
Ductility capacity versus dimensionless compressive forces

Table 5

Ductility capacity after nonlinear pushover analysis on SAP2000 (2014)

| Three-dimensional model. Flexible base | | | |
|--|------------|----------|---------|
| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
| Unconfined | -15700 | -0.098 | 2.72 |
| | -9415 | -0.059 | 2.31 |
| Confined A_{sw} NBR 6118 | -15700 | -0.098 | 2.99 |
| | -9415 | -0.059 | 2.77 |
| Confined A_{sw} ACI-318 | -15700 | -0.098 | 3.35 |
| | -9415 | -0.059 | 2.91 |

| Three-dimensional model. Fixed base | | | |
|-------------------------------------|------------|----------|---------|
| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
| Unconfined | -15700 | -0.098 | 2.49 |
| | -9415 | -0.059 | 2.12 |
| Confined A_{sw} NBR 6118 | -15700 | -0.098 | 2.72 |
| | -9415 | -0.059 | 2.54 |
| Confined A_{sw} ACI-318 | -15700 | -0.098 | 3.09 |
| | -9415 | -0.059 | 2.66 |

| Two-dimensional model. Flexible base | | | |
|--------------------------------------|------------|----------|---------|
| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
| Unconfined | -15700 | -0.098 | 2.70 |
| | -9415 | -0.059 | 2.30 |
| Confined A_{sw} NBR 6118 | -15700 | -0.098 | 2.96 |
| | -9415 | -0.059 | 2.74 |
| Confined A_{sw} ACI-318 | -15700 | -0.098 | 3.38 |
| | -9415 | -0.059 | 2.88 |

| Two-dimensional model. Fixed base | | | |
|-----------------------------------|------------|----------|---------|
| | N_d (kN) | η_d | μ_c |
| Unconfined | -15700 | -0.098 | 2.42 |
| | -9415 | -0.059 | 2.06 |
| Confined A_{sw} NBR 6118 | -15700 | -0.098 | 2.65 |
| | -9415 | -0.059 | 2.45 |
| Confined A_{sw} ACI-318 | -15700 | -0.098 | 2.99 |
| | -9415 | -0.059 | 2.59 |

relationships it can be noticed that for certain compression values ($-0.1 \geq \eta \geq -0.5$), as long as the concrete is sufficiently confined, the strength drop is not abrupt. This can be valuable information when designing a bridge subjected to seismic actions. It is possible to assure a good bridge performance by regulating the compression rate to which the pier is subjected to. As long as the pier compression is in its optimal range, effective confinement assures enough ductility. As long as the pier presents enough plastic deformation capacity, fragile rupture is avoided. It can also be concluded that determining ductility capacity by applying a response modification factor may be too conservative and uneconomical. A pier can achieve greater levels of ductility by adopting special detailing and therefore, at least a different set of response modification factors could be provided by bridge codes, accounting for the level of detailing adopted in the design. Summarizing, concrete piers can achieve ductility levels rather superior than the corresponding to the factors proposed by AASHTO [10], so the response modification values could be revisited, and to different levels of detailing different response modification factors could be defined.

After performing the nonlinear static pushover analysis, it can be seen, as expected, that for the 4 types of models where the analysis was performed, ductility capacity is greater as long as the transverse reinforcement increases. It is noticeable that two-dimensional models provided results that were very close to those obtained by three-dimensional models. It can be concluded that the two-dimensional models can present satisfactory results, and the simplified two-dimensional nonlinear static pushover analysis can be adopted to find a member ductility capacity. Representing piles by their real length and springs to simulate the soil-structure interaction results in greater ductility values than the obtained by

fixed piles, which is expected, since the base is more flexible and allows the structure to move more freely. Therefore, it is noticeable that obtaining member displacement capacity by equivalent length fixed piles provides conservative results.

6. References

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT 2006, NBR-15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT.
- [2] Chopra, A. K. 4th ed. 2012, Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. Upper Saddle River: Pearson- Prentice Hall.
- [3] Mander, J.B.; Priestley, M. J. N., 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering, v.114, nº8, pp. 1804-1826.
- [4] Souza Jr., P. J., 2012. Análise de Pórticos de Concreto Armado em Condições Sísmicas Considerando o Modelo de Mander. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas.
- [5] California Department of Transportation, CALTRANS 2006, CALTRANS Seismic Design Criteria. California: CALTRANS.
- [6] Sucuoğlu, H.; Akkar, S, 1st ed. 2014. Basic Earthquake Engineering from Seismology to Analysis and Design. Cham: Springer.
- [7] CSI Computers & Structures, Inc., SAP2000 v. 16, 2014, Integrated Software for Structural Analysis & Design. Berkeley: CSI Inc.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT 2014, NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT.

- [9] American Concrete Institute, ACI 2014, ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills: ACI.
- [10] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO 2010, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington DC: AASHTO, 2010.
- [11] Terzaghi, K., 1955. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique Journal*, v.5, n.4, pp. 297-326, France, 1955.

Artificial neural networks application to predict bond steel-concrete in pull-out tests

Aplicação de redes neurais artificiais na predição da aderência aço-concreto em ensaios do tipo pull-out

A. LORENZI ^a
alexandre.lorenzi@ufrgs.br

B. V. SILVA ^a
dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA ^b
mbarbosa@dec.feis.unesp.br

L. C. P. SILVA FILHO ^c
lcarlos66@gmail.com

Abstract

This study aims the possibility of using the pull-out test results – bond tests steel-concrete, that has been successfully carried out by the research group APULOT since 2008 [1]. This research demonstrates that the correlation between bond stress and concrete compressive strength allows estimate concrete compressive strength. However to obtain adequate answers testing of bond steel-concrete is necessary to control the settings test. This paper aims to correlate the results of bond tests of type pull-out with its variables by using Artificial Neural Networks (ANN). Though an ANN is possible to correlate the known input data (age rupture, anchorage length, covering and compressive strength of concrete) with control parameters (bond stress steel-concrete). To generate the model it is necessary to train the neural network using a database with known input and output parameters. This allows estimating the correlation between the neurons in each layer. This paper shows the modeling of an ANN capable of performing a nonlinear approach to estimate the concrete compressive strength using the results of steel-concrete bond tests.

Keywords: bond steel-concrete, artificial neural networks, pull-out test, concrete strength, APULOT test.

Resumo

O estudo visa avaliar a possibilidade de se usar os resultados do ensaio de arrancamento “pull-out test” – ensaio de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão do concreto, este método vem sendo utilizado com sucesso pelo grupo de pesquisa APULOT, desde 2008 [1]. A pesquisa ora realizada evidencia a existência da correlação entre essas duas variáveis, aderência e resistência à compressão do concreto, o que permite determinar estimativas apropriadas da resistência à compressão do concreto, melhorando deste modo a capacidade do controle tecnológico “in situ” do concreto. Entretanto para se obter respostas adequadas dos ensaios de aderência aço-concreto é necessário controlar as configurações de ensaio, dado que existem diversos formatos de corpos de prova para estes tipos de ensaios na literatura. Deste modo, este trabalho tem por objetivo correlacionar os resultados obtidos em ensaios de aderência do tipo pull-out a suas variáveis por meio da utilização de Redes Neurais Artificiais (RNA). Com a utilização de uma RNA, pode-se correlacionar, de forma não linear, dados de entrada conhecidos (idade de ruptura, comprimento de ancoragem, cobrimento e resistência à compressão) com parâmetros de controle (tensão de aderência aço-concreto). Para gerar o modelo neural é necessário treinar a rede, expondo-a a uma série de dados com parâmetros de entrada e de saída conhecidos. Isto permite estimar os coeficientes de correlação entre os neurônios de cada camada. O presente trabalho apresenta a modelagem de uma RNA capaz de realizar uma aproximação não linear, visando estimar a resistência à compressão do concreto a partir dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto.

Palavras-chave: aderência aço-concreto, redes neurais artificiais, ensaio pull-out, resistência à compressão do concreto, ensaio APULOT.

^a Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Post-Graduation Program of Civil Engineering (PPGEC), Structural Models and Testing Laboratory (LEME), Porto Alegre – RS, Brazil;

^b Federal University of São Paulo (UNESP), Department of Civil Engineering, Ilha Solteira/SP, Brazil;

^c Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Post-Graduation Program of Civil Engineering (PPGEC), Structural Models and Testing Laboratory (LEME), Porto Alegre/RS, Brazil.

1. Introdução

The use of Artificial Intelligence (AI), which enables the development of templates to aid in the diagnosis and decision-making. There are several modeling techniques of data and production of information that seek to simulate human intelligence, fundamental strategy to enable them to solve complex problems, such as Hypothesis Testing, Nebula Logic, Expert Systems, Artificial Neural Networks, among others. One of the most promising techniques of AI uses Artificial Neural Networks (ANNs). It is a suggested method to solve complex problems, based on the construction of a computational template made of circuits that simulate the functioning of the human brain. This is the case of the interpretation of results of a pull-out steel-concrete bond test, which demands special knowledge and can be simulated using these tools.

Throughout the use of ANNs, it is possible to correlate, in a non-linear way, known input parameters, such as age, length of anchoring, spreading and compressive strength with desired control parameters, as the tension of steel-concrete bond, as an output to neural model.

The ANNs can be generated using multiple layers' perceptron (MLP) and trained with an error back propagation algorithm, for example, the ones that are submitted to a big number of input and output data, allowing it to make an appropriate estimate of the correlation coefficients in each layer.

The research group LEME (Structural Models and Testing Laboratory) has sought in recent years to implement features to improve the analysis of reinforced concrete structures. The work developed by

LORENZI (2009) [2] showed that the ANNs can be used to generate numerical methods possibly applicable for estimation of compressive strength from tests of propagation of ultrasonic pulse velocity (UPV). The research group APULOT has been working hard in studies to check the possibility of using the results of the testing of bond steel-concrete for estimating compressive strength of concrete. The authors Silva (2010) [3]; Lorrain et al. (2011) [4] show that the correlation between these variables is valid and it is possible to make appropriate estimates of compressive strength. However, to get appropriate responses of steel-concrete bond tests it is necessary to control the settings, considering, among other parameters, the existence of various shapes of specimens for these types of tests.

Processing various data can be a complex task and demand a lot of time. Among the existing numerical methods of data processing, the ANNs, which bills itself as a proposed numerical method to solve problems, determines the correlation between the compressive strength of concrete and bond stress of steel-concrete on certain tests.

In this work, the results of some studies developed by the group of researchers LEME/APULOT are presented. They are aimed to the modeling of an ANN if it is efficient to represent the non-linear relation between a dataset of compressive strength and steel-concrete bond stress.

In this way, the aim of this study is to evaluate the potential of ANNs for interpretation of data to present the modeling of an ANN able to perform a non-linear approach. It focuses to estimate compressive strength of concrete from the results of the testing of steel-concrete bond and to demonstrate the accuracy of the estimate of the ANNs in front of multiple regression statistical models.

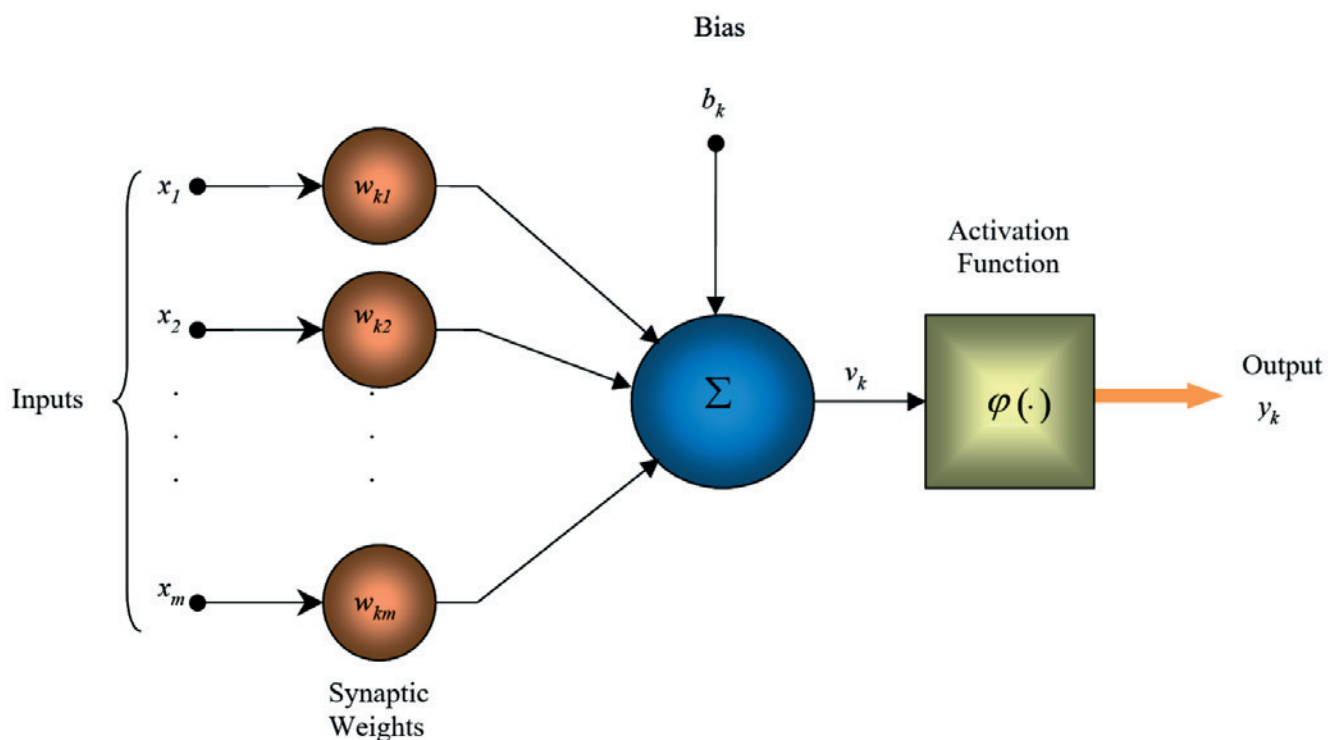


Figure 1
Model of non-linear neuron [6]

2. Artificial Neural Networks

How SRIRAM (1997) [5] explains, the ANNs are computational techniques that generate models inspired by the neural structure of intelligent organisms and acquire knowledge through analysis of previous experiences. In its most general form, ANN is a structure designed to work similarly to how the brain performs a certain task of interest. To achieve a good performance, the ANNs adopt a strategy of massive interconnection of simple computational cells, called neurons, or processing units (HAYKIN, 2001) [6].

ANNs are a different computer system from the conventional paradigm, which is based on a central processor element controlling the system. The neural paradigm processing is done through distributed artificial neurons. The elements of the ANNs processors operate in a parallel way, interacting with each other. The network learns to solve a task that is assigned through a training algorithm. The operation of the model depends on the dynamics of neurons and how they are connected, which will determine the type of task that will be performed over the network. As networks are based on an analogy of functioning of the brain, next item discusses, briefly, some aspects related to the way it operates. (CORRÊA, 2004 [7]). The functioning of ANNs is based on the relation established between stimuli input and output of a system, and have the advantage that, for this purpose, it is not necessary to establish a previous mathematical model that defines the forms of these relations. The networks learn these relations of the data themselves, from a training process, similar to the learning of the human brain.

The network structure resembles the brain in two aspects: the knowledge is acquired by the network from records of the entry and exit conditions of any proceedings, through a learning process, which can be driven or stand-alone. Synaptic weights, which represent the connection strengths between neurons that form the network, are used to store learned knowledge.

A typical network consists of an input layer, composed of as many neurons as it is necessary to encode the information; one or more hidden layers, which allow the transformation of information according to a structure of weights that was established when the network was trained; and an output layer, which records the result of the processing performed. Each unit or neuron saves only one value that changes depending on the stimuli received from all neurons that precede and are linked.

Figure 1 illustrates the basic operation of a neuron. As shown in the figure, the neuron receives a series of input signals or stimuli, each activated with a specific weight. The stimuli are combined through an additive function, which can be influenced by a trend (or bias) introduced in the system. The result is filtered by an activation function. This generates an output signal with a certain intensity, which will serve as a stimulus for the next neuron.

The relation between neurons are called connections and are characterized by having different intensities. These intensities are represented by the synaptic weights, which are existing correlation coefficients between neurons. An ANN works through the dissemination of stimuli between its layers, while the array of synaptic weights modifies these stimuli, generating different responses to different stimuli.

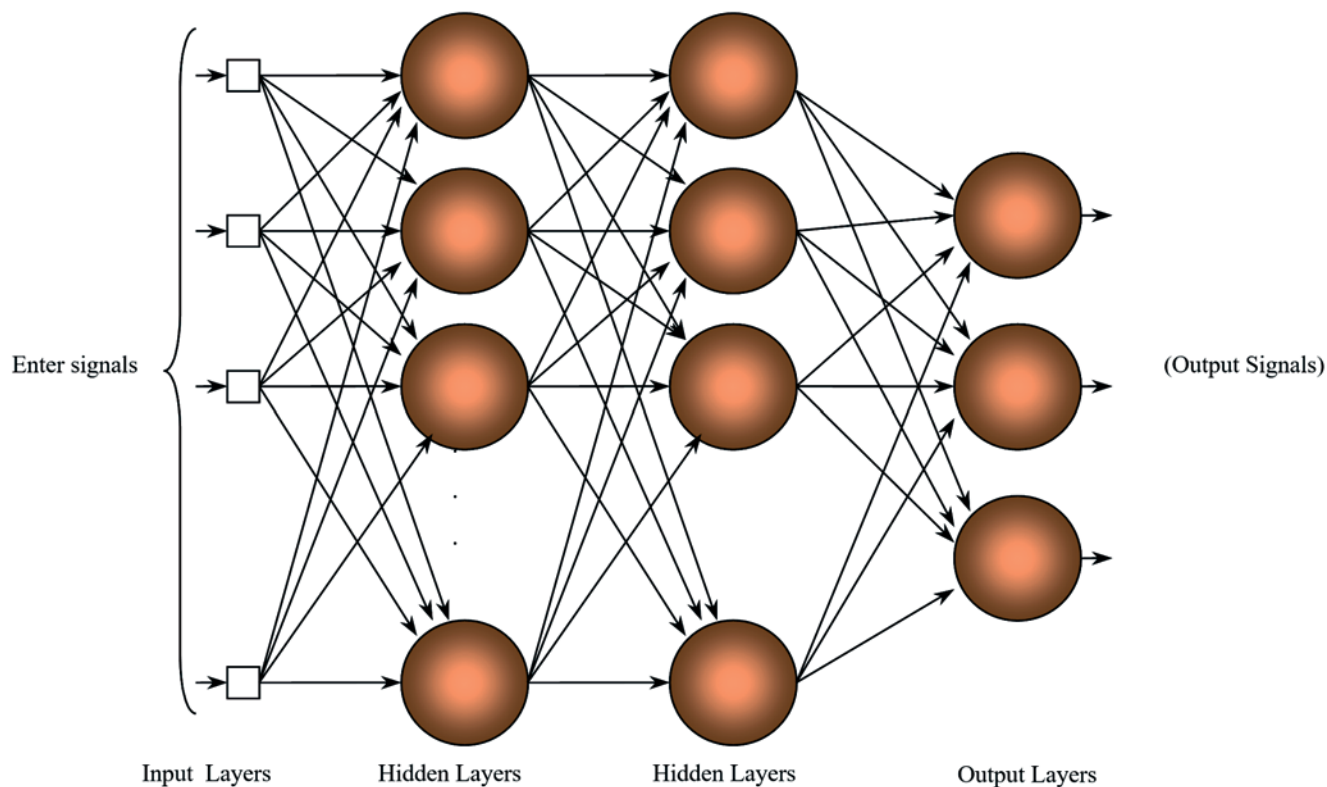


Figure 2
Representation of an ANN with two hidden layers [6]

To implement ANN, it is used networks of neurons that are structures able to represent more complex surfaces. The use of a set of well-articulated neurons allows the network "reason," establishing a non-linear relation between stimulus and result. This structure allows the known multilayer perceptron (MLP). Figure 2 shows a schematic model of a perceptron of 4 layers, which contains two hidden intermediate layers.

According to Haykin (2001) [6], the training is supervised using an Error Back Propagation algorithm - EBP. This algorithm is based on the use of interaction, changing synaptic weights, backward, seeking to reduce the error at the end of the training. The same involves two steps: the propagation and back-propagation. During propagation, a vector of input is applied to sensory network nodes and its effect is multiplied through the network, to produce a set of stimuli, output that characterize the response from the network.

Comparing the response generated with the expected, it's checked if it is necessary to adjust the synaptic weights. This occurs during back-propagation, in which synaptic weights are adjusted according to a rule of error correction. The synaptic weight adjustment causes the actual response of the network moves closer to the desired response, in a statistical sense.

One of the most important properties of ANNs is the ability to simulate the learning, that is, to use new data to adjust the model and improve performance. Learning is a process by which the free parameters of ANN are adjusted, through a process of stimulation, the environment in which it is inserted. Depending on the way the modification of parameters occurs it is determined which is the learning strategy (HAYKIN, 2001) [6].

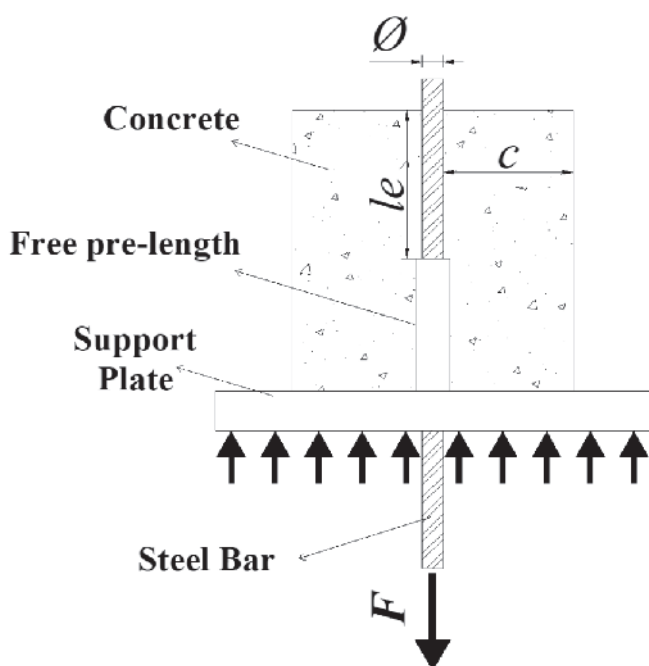


Figure 3
Scheme of pull-out test showing ANN control variables

3. Estimation of the bond stress steel-concrete from pull-out tests

The bond between steel and concrete is a determinant factor for the good behavior of reinforced concrete structural. The FIB (2000) [8] stresses that the knowledge of the behavior of the bond is essential for the correct understanding of the rules to calculate the length of anchoring and amendments by armor bars crossover, for the calculation of displacements considering the stiffening effect by traction control, cracking and the minimum amount of armor. There are several factors that influence in adherence steel-concrete. ACI 408R/2003 [9] emphasizes the following: type of ribbed bar configuration, the diameter of the bar, the situation of the bar's surface (deterioration), the layout of the bar at the time of the launch of concrete (horizontal or vertical), the water-cement ratio (w/c), the mechanical strength of concrete, mineral additions, as well as the pozzolanic materials, the physicochemical characteristics of materials used in concrete, the density and age, among others.

There are several test methods described in the literature (FIB, 2000) [8], to measure the steel-concrete bond. The most used are the pull-out test (pull-out test) suggested by the technical recommendation of RILEM CEB/FIP/83 [10]. With the completion of the test, which schema is shown in Figure 3, it is possible to get the intensities of the forces in kilonewtons in function of the offset. With this value of force divided by the area of the bar anchoring the bond stress (τ_b), as shown in Equation 1. In this equation « F » is the force of pullout, « \varnothing » is the diameter of the steel bar, « le » is the anchoring length of the test and « c » is the concrete coverings. It is noteworthy that the maximum bond stress (τ_b, \max) is calculated based on the maximum pullout force obtained in the tests.

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \varnothing le} \quad (1)$$

Many variables, as described above affects the results of maximum bond stress. To improve the efficiency of the method it is necessary to develop more sophisticated models, which is the subject of ongoing research. Given the synergy effects and lack of knowledge about each one of them, it is possible to say that this is a problem that requires a non-linear modeling of unstructured knowledge, which justifies the use of modeling technique via ANNs.

4. Model

To achieve the objective proposed for this work, it is used ANN with four layers, implemented with the use of the software MATLAB 6.0, suitable for interpretation of data from tests of steel-concrete bond, to produce estimates of concrete compressive strength.

It was settled the number of layers in 4 because of the initial number of samples of this database at the beginning. For the database used (562 samples) it is considered that this amount of correlations allows us to provide a good flexibility and interpretation capacity to the network, as preliminary studies conducted by the research group LEME [11], [12], [13] and [14]. In these studies, it is concluded that this type of network can produce an adequate simulation and consistent with the objective of the research. The input data were normalized using for this purpose the function *premnmx*, which pre-processes the network training through the normalization of entries and targets within the range [-1 1].

To analyze how the structure of the network affects the accuracy of performance, the characteristics of the network standard were modified, being varied the number of neurons and the control parameters, to find out how these changes affected the result.

The source data used in this study to train and test the ANNs encompassed results of tests of steel-concrete bond of pull-out tests, in three different searches. Table 1 shows the data removed and its authors.

The data used in this study to train and test the ANNs encompassed results of pull-out tests, with the maximum bond stress between values of 4.0 to 50.2 MPa. Figure 4 shows the distribution of the data used (steel bar diameter \varnothing x compressive strength " f_c " x bond stress " τ_b "). Figure 5 shows the number of observations in each maximum bond stress range for the results used to form ANN.

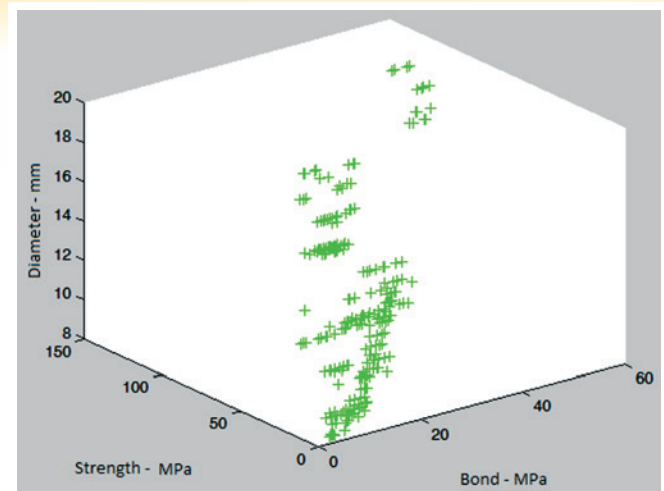


Figure 4
Distribution of bond tests data pull-out, used to compose ANN variables

Table 1
Experimental data

| References | \varnothing (mm) | le (mm) | c (mm) | Age (days) | Concrete compressive strength f_c (MPa) |
|---|----------------------|-------------------------|------------------------|------------|--|
| Castro (2000) [16] | 16 | 80 | 52 / 92 | 15 / 18 | 83,04 / 86,14 |
| Fernandes (2000) [17] | 10 / 20 | 50 / 100 | 45 / 90 | 28 | 27,47 / 27,99 |
| Barbosa (2002) [18] | 16 / 20 | 80 / 100 | 52 / 90 | 90 | 33,63/54,77/63,31 / |
| França (2004) [19] | 16 | 80 | 92 | 28 / 90 | 32,97 / 35,21 |
| Almeida Filho (2006) [20] | 10 / 16 | 50 / 80 | 45 / 72 | 7 / 14 | 30 / 60 |
| Graeff (2007) [21] | 8/12,5 | 40/62,5 | 36/56,2 | 21 | 25 |
| Caetano (2008) [15] | 12,5 | 62,5 | 61,8 | 63 | 25 / 45 / 65 |
| Simplício (2008)[22] | 6,3/8/10/ 12,5/16 | 18,9/24/30/ 37,5/48 | 96,9/96/95/ 93,8/92 | 90 | 40/35,9/41,4/34/37,4/39,4 /40/39,6/28/29,1/29,3 |
| Reis (2009)[23] | 10/16 | 50/80 | 45/72 | 28 | 23,6/ 37,2 |
| Silva (2010) [3]; Silva et al. (2013) [24] | 8/10 /12,5 | 40/50/62,5 | 96/95/93,7 | 3/7/28 | 16,7/21,1/28/33,1/40,5/49,9 |
| Lorrain et al. (2010) [25] | 12,5 | 62,5 | 56,2 | 28 | 20 |
| Lorrain et al. (2011) [4] | 8 | 80/135 | 36 | 3/7/14 | 6,8/8,1/15,07/23,54/26,75/ 27,12 |
| Ferreira et al. (2011)[26] | 6,3/8/10 | 31,5/40/50 | 46 | 7 | 38,2/45,3 |
| Tojal (2011)[27] | 10/16 | 50/ 80 | 45/ 72 | 28 | 34,5 |
| Silva Filho et al. (2012) [28] | 12,5 | 62,5 | 56,2 | 28 | 27,4 |
| França (2012)[29] | 6,3/8/10 | 31,5/40/50 | 96,9/96/95 | 21 | 25/40 |
| Baiocchi et al. (2013) [30] Jacintho et al. (2013)[31] | 10 | 63 | 46 | 7/28 | 49,56/59,63 |
| Godoy et al. 2012)[32] Jacintho et al. (2014)[33] | 8 | 110 | 46 | 14/ 28 | 23,54/38,27/43,27 |
| Lovera e Frutos (2013)[34] Gavilan et al. (2014)[35] | 8 | 91/80/70/63 | 46 | 3/5/7/28 | 20/25/30/35 |
| Silva (2010) [3]; Silva et al. (2014)[36] | 8/10/12,5 | 80/100/125/ 48/60/45 | 46/45/43,75 | 3/7/28 | 16,7/21,1/28/33,1/40,5/49,9 |
| Martins et al. (2014)[37] | 8 | 95/47/39,6 | 45 | 7 | 23,15/45,40/50,61 |

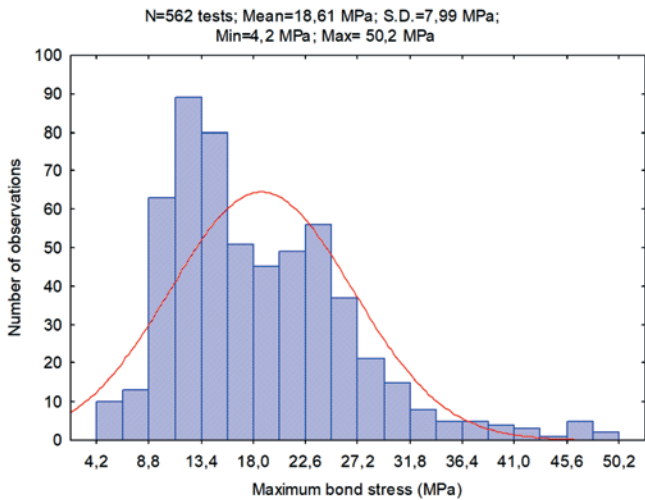


Figure 5
Distribution of the results of maximum bond stress used in ANN

Figure 6 shows the direct relation between compressive strength and maximum bond stress, evidencing an R^2 equal to 0.5821. The relation between the data was estimated using multiple configurations of an ANN, trained with an error back propagation algorithm. It was controlled the estimation error and the number of training moments (steps of interaction), and registered the computational time spent to proceed with this train. To accomplish the approach it was used the format suggested by Caetano (2008) [15], shown in equation 2 :

$$\tau_{b,max} = 10,34 \times \frac{1}{En^{0,5}} \times Ner^{0,25} \times fc_c^{0,5} \times \frac{1}{Te_c^{fc_c^{0,5}}} \times \frac{1}{\varnothing_c^{fc_c^{0,5}}} \times \left(\frac{0,3 + GC_c}{0,3 + GC_c^{1,4}} \right) \quad (2)$$

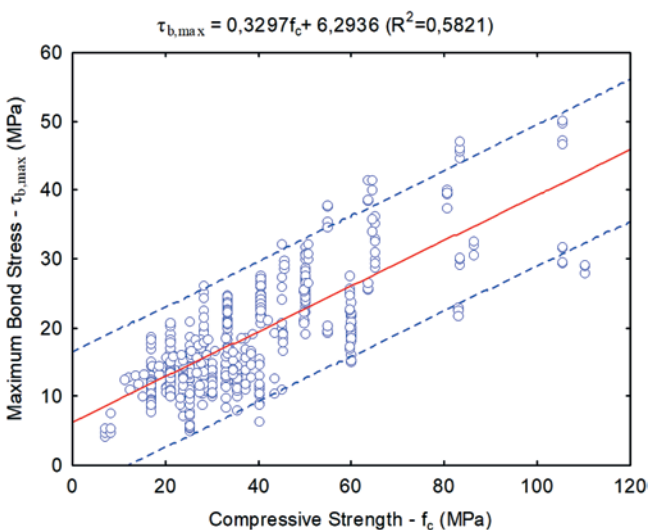


Figure 6
Relation between compressive strength and maximum adherence of pull-out tests used to compose the ANN

Where:

$\tau_{b,max}$ = maximum bond stress in MPa. En = type of test (0.5 for simple pullout; 1.5 for eccentric pullout). Ner = type of rib (0.5 for 'N' type; 1.5 for 'n' type). fc_c = encoded concrete's compressive strength, in MPa; $fc_c = \frac{fc}{30}$. Te_c = encoded exposure temperature, in °C; $Te_c = 1$, for $Te \leq 350^\circ C$. \varnothing_c = steel bar diameter, in mm. $\varnothing_c = \frac{\varnothing}{16}$; GCC = degree of corrosion, encoded in percentage; $GC_c = \frac{GC}{2}$.

5. Results and discussions

All the data taken from the literature were with En = 0.5; NER = 0.5, room temperature, in other words, without high temperatures and no degree of corrosion.

Figure 7 illustrates the Neural Network Matlab Training Toolbox that was used to carry out the simulations through the software Matlab R2012.

Figures 8, 9 and 10 illustrate three of training simulations used for modeling the results obtained experimentally, to estimate the

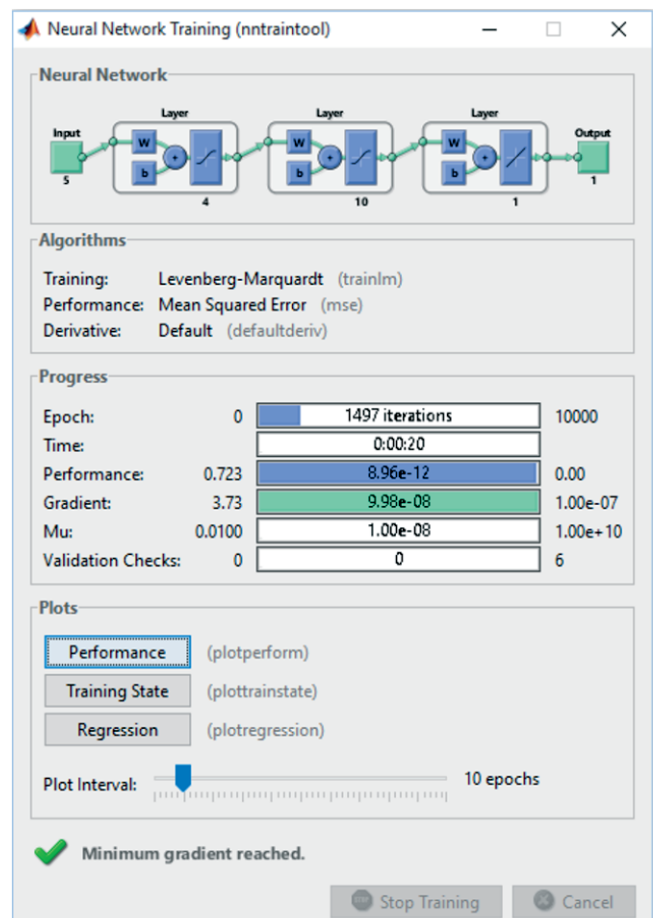


Figure 7
Matlab Neural Network Training Toolbox

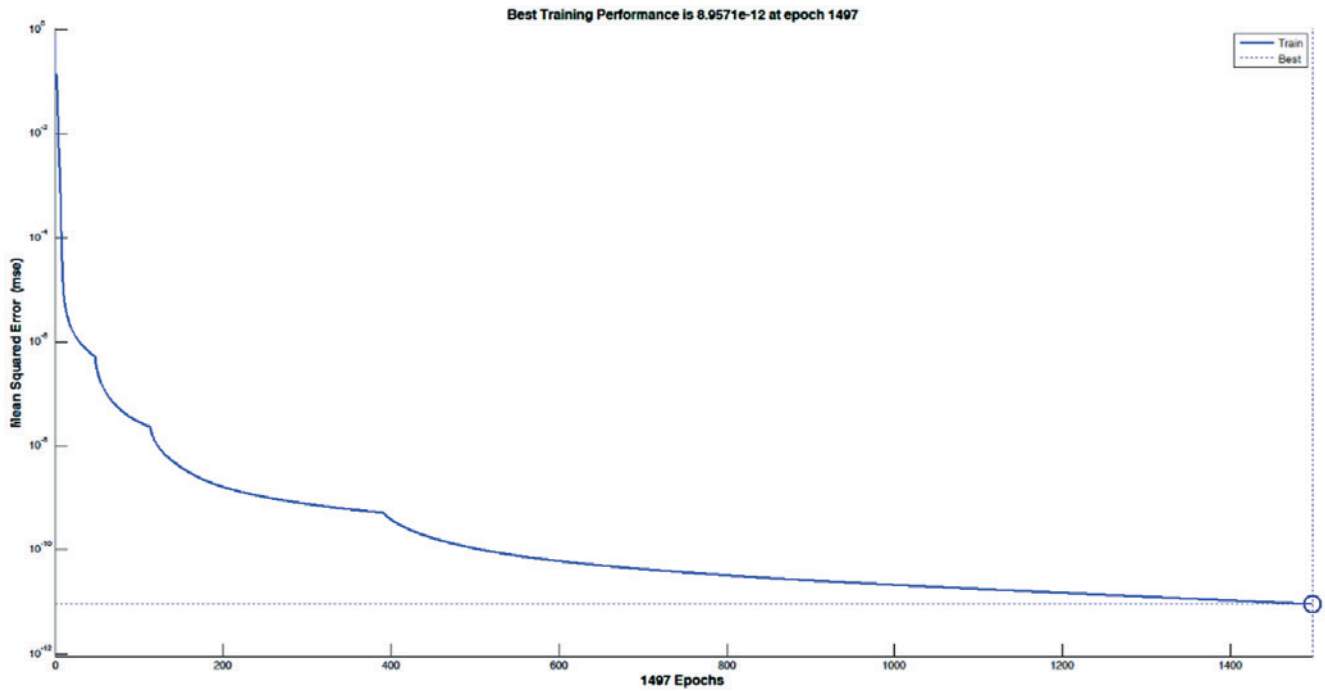


Figure 8
Evolution of Artificial Neural Network training - ANN 20x40x40x1

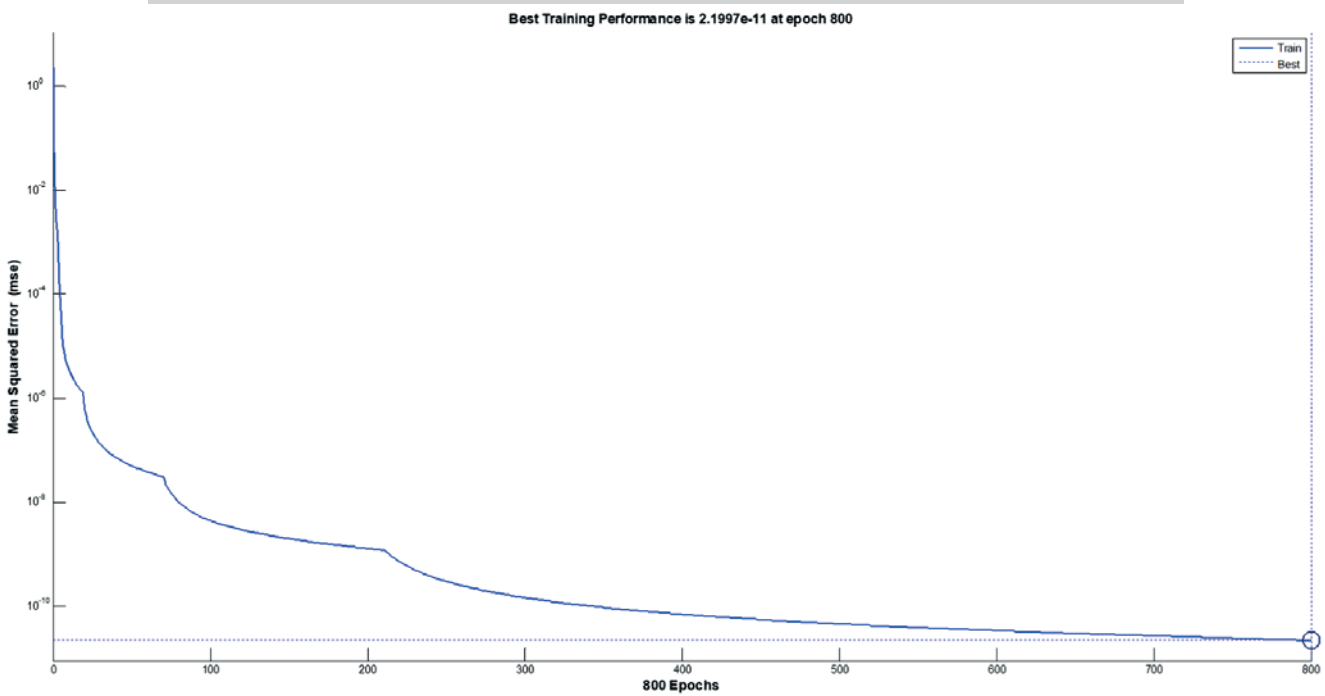


Figure 9
Evolution of Artificial Neural Network training - ANN 10x30x30x1

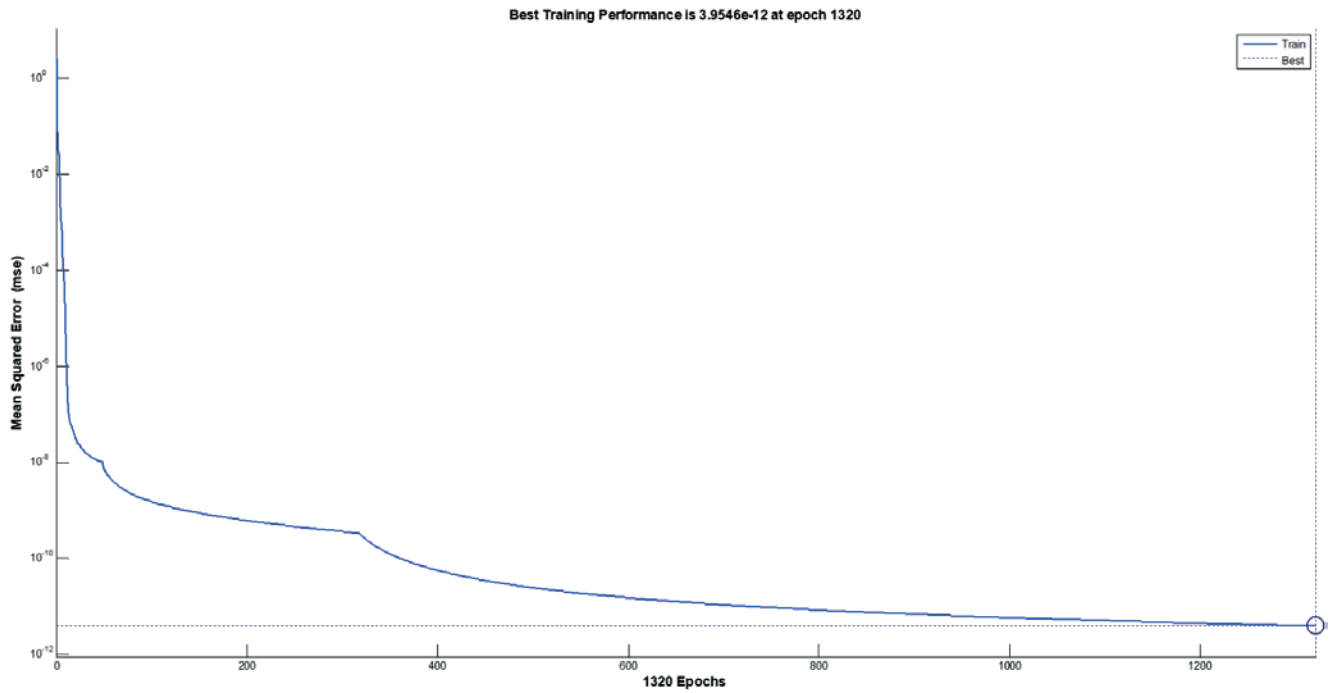


Figure 10
Evolution of Artificial Neural Network training - ANN 10x40x80x1

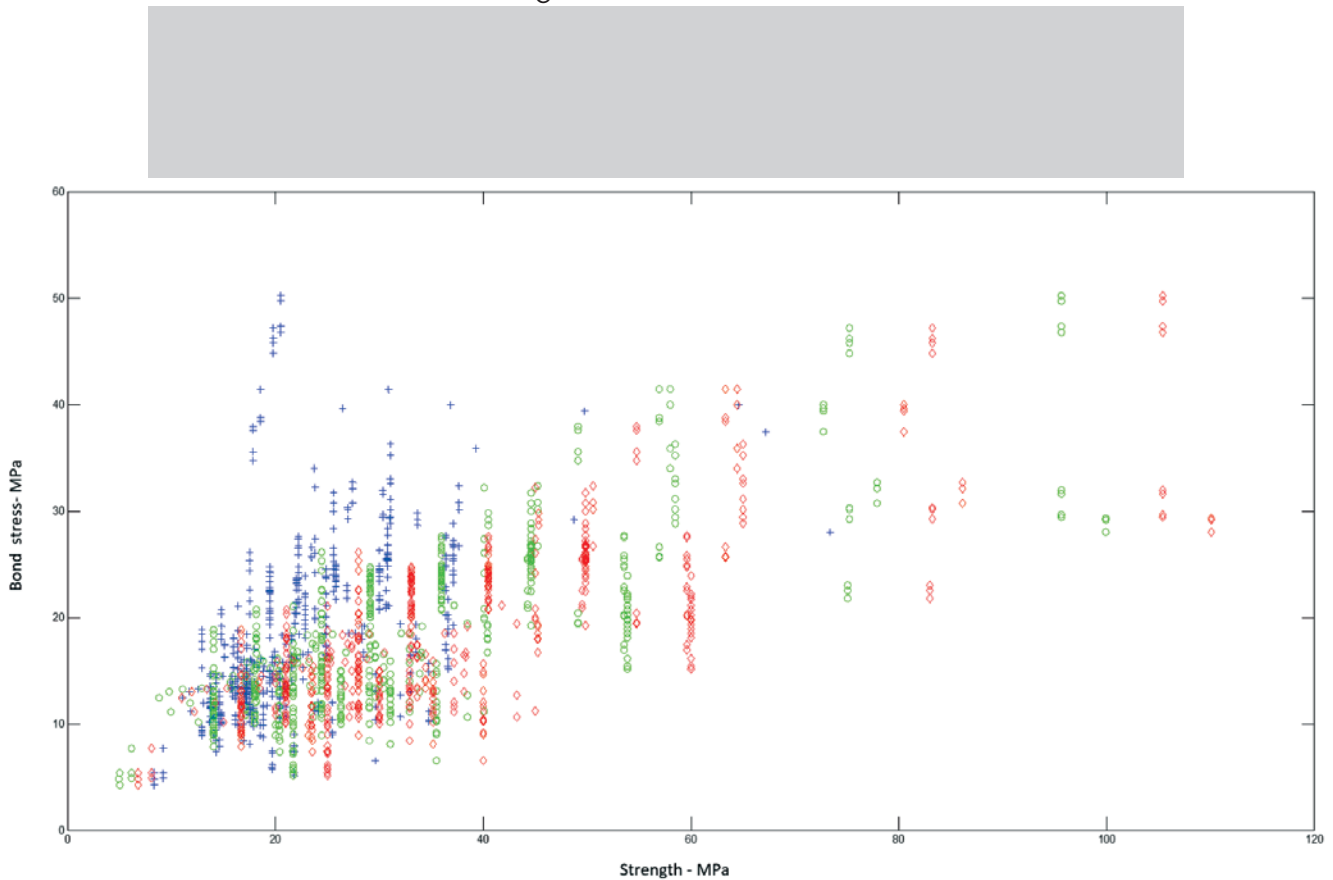


Figure 11
Artificial Neural Network modeling - ANN 20x40x40x1

compressive strength of concrete from the results of the testing of steel-concrete bond using ANNs. The line in blue represents the calculated error at each step of the network. By seeking the maximum training as possible, the allowable value for error average established for the network was zero.

Figures 11, 12 and 13 illustrate the results of three of ANNs that were tested in this study. Both simulations generated similar results. As it can be seen in those figures, the obtained results indicate that the power estimated from ANNs is effective. In those figures, the original data of 200 cases (red diamond), an estimate based on traditional statistical processes (blue cross) and the results of ANN (green circle) are represented.

Figure 11 shows the result obtained with the best perceptron studied, which had 20 neurons in the second layer, 40 in the third layer, 40 in the fourth and 1 in the output layer. In the first, the function of transfer used was the hyperbolic tangent sigmoid, while in the output layer the function adopted was linear.

Figure 12 shows the result obtained with the best perceptron studied, which had ten neurons in the second layer, 30 in the third layer, 30 in the fourth and 1 in the output layer. In the first, the function of transfer used was the hyperbolic tangent sigmoid, while in the output layer the function adopted was linear.

Figure 13 shows the result obtained with the perceptron studied, which had ten neurons in the second layer, 80 in the third layer, 80 in the fourth and one layer in the output layer. In the first, the function of transfer used was the hyperbolic tangent sigmoid, while in the output layer the function adopted was linear.

Although this study database is still small, it can be observed that, throughout the use of ANNs, the data obtained in experiments in relation to traditional statistical templates can be better adjusted.

Based on these first experiments, the permanence of this search will focus on increasing the database used in the simulation and use other training algorithms to perform this simulation.

6. Conclusions

This work sought to evaluate the possibility of using the steel-concrete bond tests to estimate the compressive strength of concrete (f_c), a complicated initiative given the fact that the concrete is a very heterogeneous material and that changed through time.

The results show that it is possible to perform a non-linear mapping of the relation between the compressive strength of concrete x bond stress steel/concrete, considering parameters such as the length of the diameter of the bar anchoring, the age of rupture and the spreading of concrete around the steel bar (confinement). The news consisted in the employment of neural templates. Given the synergy of effects and lack of knowledge about each of the parameters that affect the estimation of the " f_c ," it can be concluded that the problem requires a non-linear modeling of unstructured knowledge.

The modeling technique using ANNs presented itself as an effective tool for the treatment of the data proposed, given the ability of learning and generalization of acquired knowledge of ANN. However, it must be used a database that contains a significant amount of previous results, with a good variation of the parameters considered important for the assessment of the performance of the structure.

From the analysis of the results obtained, it can be inferred that the use of ANNs has the potential to produce robust and flexible numerical methods for interpretation of the testing of bond stress steel/concrete.

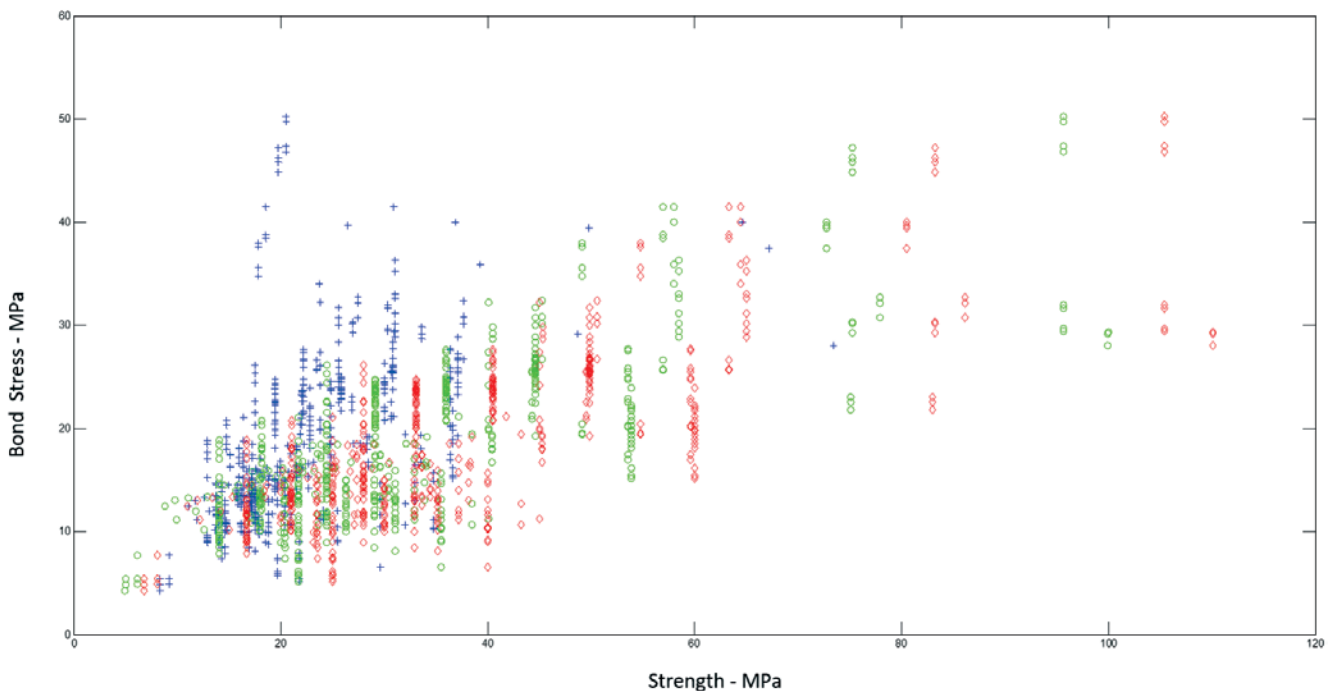


Figure 12
Artificial Neural Network modeling - ANN 10x30x30x1

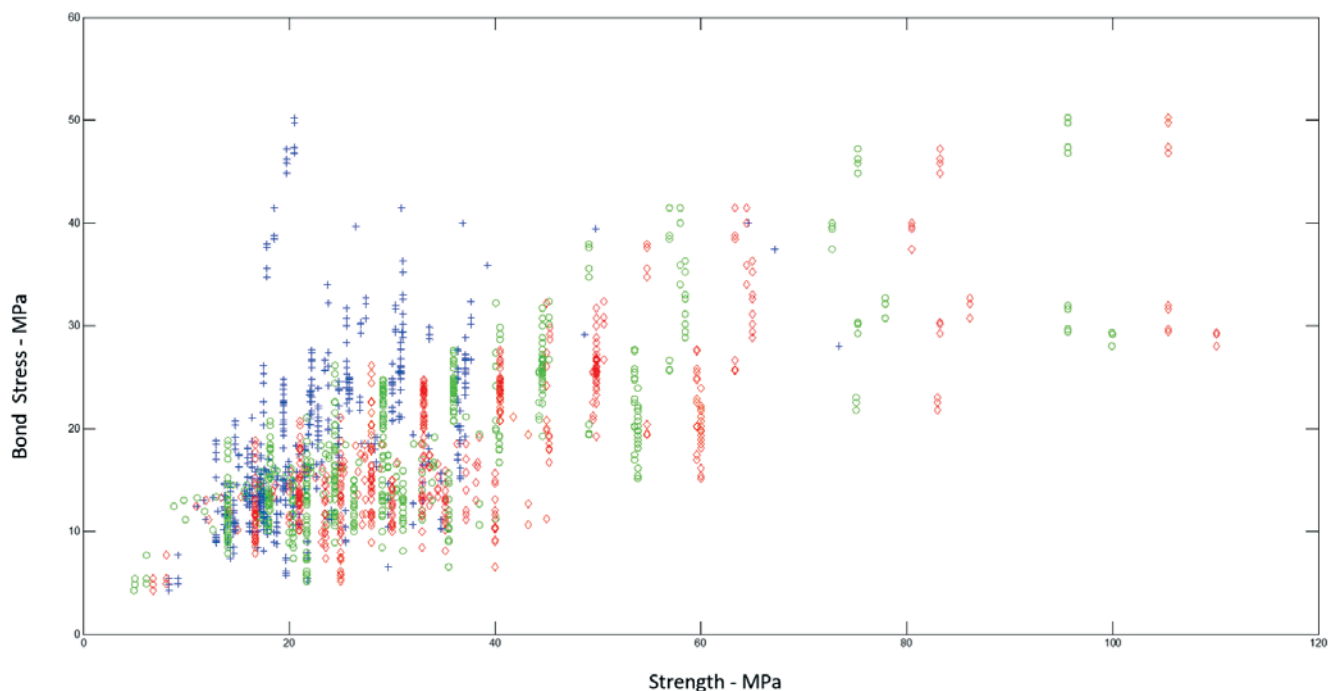


Figure 13
Artificial Neural Network modeling - ANN 10x40x80x1

These tests reinforce the idea that the use of the trial could be useful in the analysis of structures, confirming the idea that this test has great potential for use in the case of inspection of structures. The templates generated can be considered as dynamic as the networks can be improved when new data are collected. The results obtained indicate that ANNs has the potential to be used to obtain estimates of the compressive strength from data of bond stress steel/concrete, for inspection of structures.

7. References

- [1] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto & Construções, São Paulo, N°51, 3° trimestre, p. 52-57, 2008.
- [2] LORENZI, A. Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência à compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [3] SILVA, B. V. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, UNESP, 2010.
- [4] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 4, p. 4, 2011.
- [5] SRIRAM, R. D.. Intelligent Systems for Engineering – A Knowledge-based Approach. Londres, Springer-Verlag, 1997.
- [6] HAYKIN, S. Redes Neurais: Princípios e prática. Porto Alegre, Bookman, 2001. Tradução de Paulo Martins Engel.
- [7] CORRÊA, L. G., Memória Associativa em Redes Neurais Realimentadas. 2004. 119p. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.
- [8] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: Bond of reinforcement concrete, State-of-art report. Bulletin N° 10. Lausanne, Switzerland: FIB, 2000. 427p.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills: ACI, 2003. 49 p.
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcing steel - 1 - pull-out test. Paris: CEB, 1983. 3p.
- [11] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. . Análise de Ensaios Ultra-sônicos no Concreto através de Redes Neurais Artificiais. Learning and Nonlinear Models, v. 9, p. 216-233, 2011.
- [12] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. ;CAMPAGNOLO, J. L.. Application of Artificial Neural Network for Interpreting Ultrasonic Readings of Concrete. International Journal of Materials & Product Technology, Switzerland, v. 26, n.1/2, p. 57-70, 2006.
- [13] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. ;CAMPAGNOLO, J. L.. Desenvolvimento de Redes Neurais Artificiais para Interpretação de Ensaios de Velocidade de Propagação de Pulso Ultrassônico no Concreto. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 800-830, 2011.

- [14] LORENZI, A. 2008. LORENZI, A. ; SILVA FILHO, L.C.P. ; TISBIEREK, F. T.. Modelagem de Dados de Ensaio Ultrassônicos em Concreto através de Redes Neurais Artificiais (RNAs). *Revista Abende*, v. 25, p. 42-46, 2008.
- [15] CAETANO, L. F. Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado em condições extremas. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.*
- [16] CASTRO, C. M. Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. *Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.*
- [17] FERNANDES, R. M. A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto. *Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2000.*
- [18] BARBOSA, M. T. G. Avaliação do comportamento da aderência em concretos com diferentes classes de resistência. *Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.*
- [19] FRANÇA, V. H. Aderência Aço-Concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, UNESP, 2004.*
- [20] ALMEIDA FILHO, F. M. Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensável. *Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.*
- [21] GRAEFF, A. G., Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado. 2007. 184 f. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.*
- [22] SIMPLÍCIO, M. A. S., Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras. 2008. 261 f. *Tese (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife, 2008.*
- [23] REIS, C. N. S., Influência da utilização de agregado miúdo de RCD na aderência aço-concreto reciclado. 2009. 171 f. *Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECEA - Universidade Estadual de Feira de Santana - UEFS. Bahia, 2009.*
- [24] SILVA, B.V.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.S.. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 6 (5), p. 715-736, 2013.
- [25] LORRAIN, M. S. ; CAETANO, L. F. ; SILVA, B.V. ; GOMES, L. E. S. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: *PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, Washington D. C., 2010.*
- [26] FERREIRA, E. G.; GONÇALVES, R. S.; CARVALHO, E.; CUNHA, J. C.; BARBOSA, M. P.; LORRAIN, M. S. Controle da Qualidade do Concreto Pelo Ensaio de Aderência "Pull out Test". In: *53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.*
- [27] TOJAL, T. L., Contribuição ao estudo da aderência de barras de aço em concreto autoadensável reforçado com fibras metálicas. 2011. 116 f. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil : Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2011.*
- [28] SILVA FILHO, L. C .P.; SILVA, B.V. ; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L. E. S.; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. S. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: *Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposium BIC/ FIB/ Heriot-Watt University, Brescia, Italy, 2012.*
- [29] FRANÇA, M. B. B.; CARVALHO, E. P.; CUNHA, J. C.; RODRIGUES, C. S.; MAIA, N. S. Estudo experimental da aderência aço-concreto para barras finas de aço CA-50. In: *54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.*
- [30] BAIOSCHI, A. G., PIMENTEL, L. L., JACINTO, A. E.P.G.A., BARBOSA, M. P., FONTANINI, P; S.P., LORRAIN, M. Análise da aderência entre o concreto desenvolvido com resíduo de construção civil e o aço pelo método APULOT. In: *55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.*
- [31] JACINTO, A.E.P.G.A.; PIMENTA, M.T.M.; PIMENTEL, L. L.; FONTANINI, P.S.P.; BARBOSA, M. P. Estudo da aderência aço e concreto com RCD cinza em substituição aos agregados graúdos usuais. In: *55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.*
- [32] GODOY, J. L.; JACINTO, A. E. P. G. A.; PIMENTEL, L. L.; LORRAIN, M.; BARBOSA, M. P. Substituição de uma parcela do agregado natural por borracha de pneus: influência na aderência aço e concreto. In: *54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.*
- [33] JACINTO, A. E. P. G. A.; PIMENTEL L. L.; BARBOSA M. P.; FONTANINI P. S. P. Steel and concrete bond stress: a contribution to the study of APULOT tests using concrete with rubber addition. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 7, p. 817-844, 2014.
- [34] LOVERA, H.; FRUTOS, A. 2013. 136 f. *Evaluación de la Tensión de Adherencia entre el Hormigón y el Acero ante la Variación de la Resistencia a Compresión mediante el Ensayo APULOT. Tesis de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Asunción. Asunción, Paraguay, 2013.*
- [35] GAVILAN, S.; SILVA, B. V.; SILVA FILHO, L. C. P.; BARBOSA, M.P. Ensayo de arrancamiento, relación recubrimiento-diámetro de barras para evitar el efecto splitting. In: *XXXVI*

Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 2014, Montevideo/Uruguay. Memórias XXXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre/RS: ASAAE - Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural, 2014.

- [36] SILVA, B. V.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO L. C. P.; LORRAIN M. S. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. Part 2: APULOT. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 7 (5), p. 856-878, 2014.
- [37] MARTINS, J. V. R.; JACINTHO, A.E.P.G.A.; PIMENTEL, L. L.; BARBOSA, M. P.; FONTANINI, P. S. P.; LORRAIN, M. Estudo da aderência entre concreto e aço pelo ensaio APULOT utilizando concreto de alta resistência. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014, Natal/RN. Anais do 56º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2014.

Artificial neural networks application to predict bond steel-concrete in pull-out tests

Aplicação de redes neurais artificiais na predição da aderência aço-concreto em ensaios do tipo pull-out

A. LORENZI ^a
alexandre.lorenzi@ufrgs.br

B. V. SILVA ^a
dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA ^b
mbarbosa@dec.feis.unesp.br

L. C. P. SILVA FILHO ^c
lcarlos66@gmail.com

Abstract

This study aims the possibility of using the pull-out test results – bond tests steel-concrete, that has been successfully carried out by the research group APULOT since 2008 [1]. This research demonstrates that the correlation between bond stress and concrete compressive strength allows estimate concrete compressive strength. However to obtain adequate answers testing of bond steel-concrete is necessary to control the settings test. This paper aims to correlate the results of bond tests of type pull-out with its variables by using Artificial Neural Networks (ANN). Though an ANN is possible to correlate the known input data (age rupture, anchorage length, covering and compressive strength of concrete) with control parameters (bond stress steel-concrete). To generate the model it is necessary to train the neural network using a database with known input and output parameters. This allows estimating the correlation between the neurons in each layer. This paper shows the modeling of an ANN capable of performing a nonlinear approach to estimate the concrete compressive strength using the results of steel-concrete bond tests.

Keywords: bond steel-concrete, artificial neural networks, pull-out test, concrete strength, APULOT test.

Resumo

O estudo visa avaliar a possibilidade de se usar os resultados do ensaio de arrancamento “pull-out test” – ensaio de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão do concreto, este método vem sendo utilizado com sucesso pelo grupo de pesquisa APULOT, desde 2008 [1]. A pesquisa ora realizada evidencia a existência da correlação entre essas duas variáveis, aderência e resistência à compressão do concreto, o que permite determinar estimativas apropriadas da resistência à compressão do concreto, melhorando deste modo a capacidade do controle tecnológico “in situ” do concreto. Entretanto para se obter respostas adequadas dos ensaios de aderência aço-concreto é necessário controlar as configurações de ensaio, dado que existem diversos formatos de corpos de prova para estes tipos de ensaios na literatura. Deste modo, este trabalho tem por objetivo correlacionar os resultados obtidos em ensaios de aderência do tipo pull-out a suas variáveis por meio da utilização de Redes Neurais Artificiais (RNA). Com a utilização de uma RNA, pode-se correlacionar, de forma não linear, dados de entrada conhecidos (idade de ruptura, comprimento de ancoragem, cobrimento e resistência à compressão) com parâmetros de controle (tensão de aderência aço-concreto). Para gerar o modelo neural é necessário treinar a rede, expondo-a a uma série de dados com parâmetros de entrada e de saída conhecidos. Isto permite estimar os coeficientes de correlação entre os neurônios de cada camada. O presente trabalho apresenta a modelagem de uma RNA capaz de realizar uma aproximação não linear, visando estimar a resistência à compressão do concreto a partir dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto.

Palavras-chave: aderência aço-concreto, redes neurais artificiais, ensaio pull-out, resistência à compressão do concreto, ensaio APULOT.

^a Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Post-Graduation Program of Civil Engineering (PPGEC), Structural Models and Testing Laboratory (LEME), Porto Alegre – RS, Brazil;

^b Federal University of São Paulo (UNESP), Department of Civil Engineering, Ilha Solteira/SP, Brazil;

^c Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Post-Graduation Program of Civil Engineering (PPGEC), Structural Models and Testing Laboratory (LEME), Porto Alegre/RS, Brazil.

1. Introdução

A utilização de ferramentas de Inteligência Artificial (IA), que possibilitam o desenvolvimento de modelos capazes de auxiliar no diagnóstico e na tomada de decisão. Existem diversas técnicas de modelagem de dados e produção de informações que buscam simular a inteligência humana, estratégia fundamental para habilitá-las a resolver problemas complexos, tais como: Testes de Hipóteses, Lógica Nebulosa, Sistemas Especialistas, Redes Neurais Artificiais, entre outras. Uma das técnicas de IA mais promissora é a que utiliza as Redes Neurais Artificiais (RNAs), método proposto para solucionar problemas complexos, baseado na construção de um modelo computacional composto de circuitos que simulam o funcionamento do cérebro humano. Este é o caso da interpretação de resultados do ensaio de arrancamento pull-out – ensaio de aderência aço-concreto, que demanda conhecimento especializado e pode ser simulado utilizando estas ferramentas.

Através da utilização das RNAs é possível correlacionar, de forma não linear, parâmetros de entrada conhecidos, como idade de ruptura, comprimento de ancoragem, cobrimento e resistência à compressão com parâmetros de controle desejados, como a tensão de aderência aço-concreto, como uma resposta de saída do modelo neural. As RNAs podem ser geradas utilizando-se como base perceptrons de múltiplas camadas (MLP) e treinadas com um algoritmo de retropropagação de erro, por exemplo, que as submetem a uma grande série de dados de entrada e saída conhecidos, permitindo que a mesma faça uma adequada estimativa dos coeficientes de correlação em cada camada.

O Grupo de Pesquisa LEME (Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais) tem buscado, nos últimos anos, implementar recursos para melhorar a análise de estruturas de concreto armado. O trabalho desenvolvido por LORENZI (2009)[2] mostrou que as RNAs podem ser utilizadas para gerar métodos numéricos possivelmente aplicáveis para estimativa da resistência à compressão a partir de ensaios de velocidade de propagação do pulso ultrassônico (VPU). O grupo de pesquisa APULOT vem trabalhando com afinco estudo que visa avaliar a possibilidade de usar os resultados de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão do concreto. Os autores Silva (2010)[3]; Lorrain et al. (2011)[4] evidenciaram que a correlação entre essas variáveis é válida e que é possível fazer estimativas apropriadas da resistência à compressão. Entretanto para se obter respostas adequadas dos ensaios de aderência aço-concreto é necessário controlar as configurações dos mesmos tendo em vista, entre outros parâmetros, a existência de diversos formatos de corpos de prova para estes tipos de ensaios.

Deste modo, processar inúmeros dados pode ser uma tarefa complexa e demandar muito tempo. Entre os métodos numéricos existentes de processamento de dados, tem-se as RNAs, que se apresenta como um método numérico proposto para solucionar problemas, entre ele, de engenharia e, nesse caso, para determinar a correlação entre a resistência à compressão do concreto e a tensão de aderência aço-concreto em determinados ensaios. Neste trabalho apresenta-se o resultado de alguns estudos desenvolvidos pelo Grupo de Pesquisa LEME/APULOT. Os mesmos são voltados para a modelagem de uma RNA que se mostre eficiente

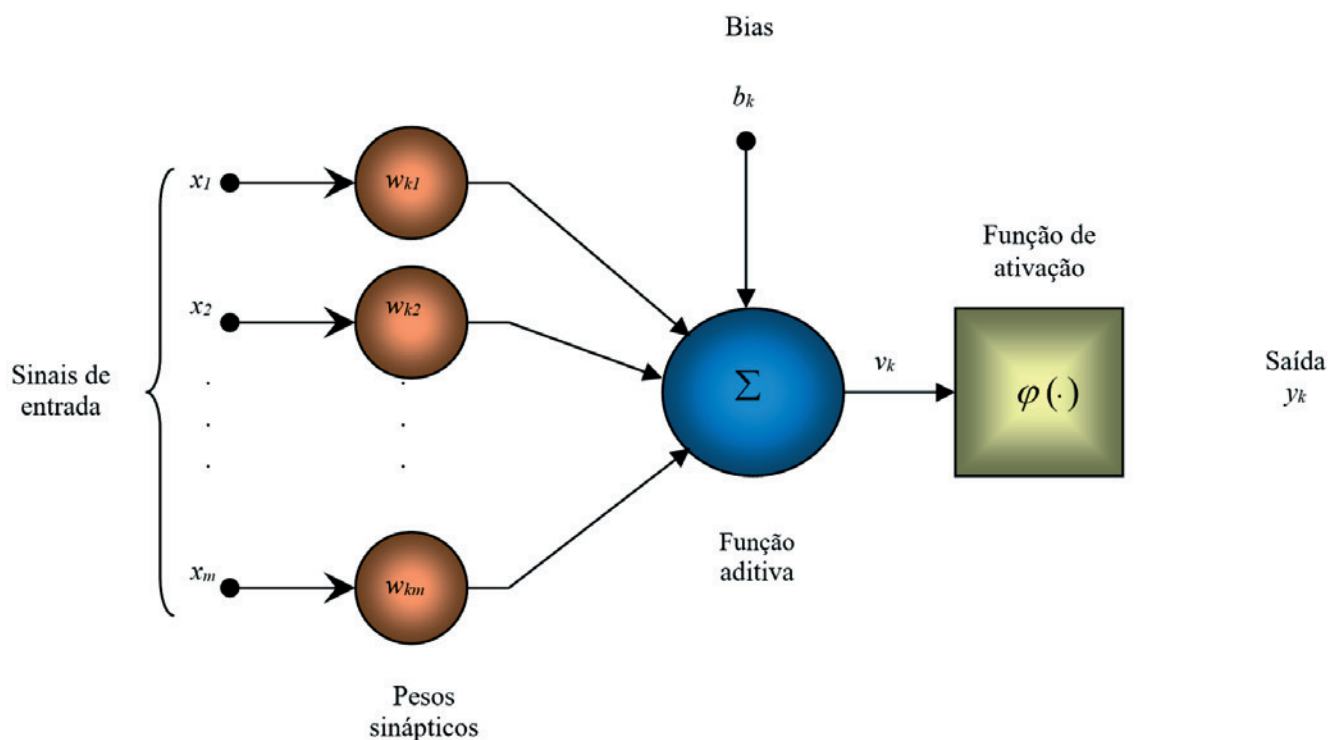


Figura 1
Modelo não linear de um neurônio [6]

para representar a relação não linear existente entre um conjunto de dados de resistência à compressão e de tensão de aderência aço-concreto.

Desta forma, o objetivo deste trabalho é avaliar o potencial das RNAs para interpretação de dados com vistas a apresentar a modelagem de uma RNA capaz de realizar uma aproximação não linear, visando estimar a resistência à compressão do concreto a partir dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto, e demonstrar a precisão da estimativa das RNAs frente a modelos estatísticos de regressão múltiplas tradicionais.

2. Redes neurais artificiais

Como explica SRIRAM (1997)[5], as RNAs são técnicas computacionais que geram modelos inspirados na estrutura neural de organismos inteligentes, e que adquirem conhecimento através da análise de experiências prévias. Em sua forma mais geral, uma RNA é uma estrutura projetada para funcionar de maneira similar à forma como o cérebro realiza uma determinada tarefa de interesse. Objetivando atingir um bom desempenho, as RNAs adotam uma estratégia de interligação maciça de células computacionais simples, denominadas neurônios ou unidades de processamento (HAYKIN, 2001)[6].

As RNAs constituem um paradigma computacional diferente do convencional, que tem por base um elemento processador cen-

tral controlando o sistema. No paradigma neural o processamento é feito de forma distribuída, através dos neurônios artificiais. Os elementos processadores das RNAs operam de maneira paralela, interagindo-se entre si. A rede aprende a resolver uma tarefa que lhe é atribuída através de um algoritmo de treinamento. O funcionamento do modelo depende da dinâmica dos neurônios e da forma como eles são conectados, o que irá determinar o tipo de tarefa que será realizado pela rede. Como as redes são baseadas numa analogia do funcionamento do cérebro, no próximo item aborda-se, sumariamente, alguns aspectos relacionados à forma de operação do mesmo (CORRÊA, 2004[7]).

O funcionamento das RNAs se baseia no estabelecimento de relações entre estímulos de entrada e de saída de um sistema, e apresentam a vantagem de que, para este fim, não é necessário estabelecer um modelo matemático prévio que defina a forma destas relações. As redes aprendem estas relações dos próprios dados, a partir de um processo de treinamento, de forma semelhante ao aprendizado do cérebro humano.

A arquitetura das redes se assemelha à do cérebro em dois aspectos: O conhecimento é adquirido pela rede a partir de registros das condições de entrada e saída de um processo qualquer, por meio de um processo de aprendizagem, que pode ser dirigido ou autônomo. Pesos sinápticos, que representam as forças de conexão entre os neurônios que formam a rede, são utilizadas para armazenar o conhecimento adquirido.

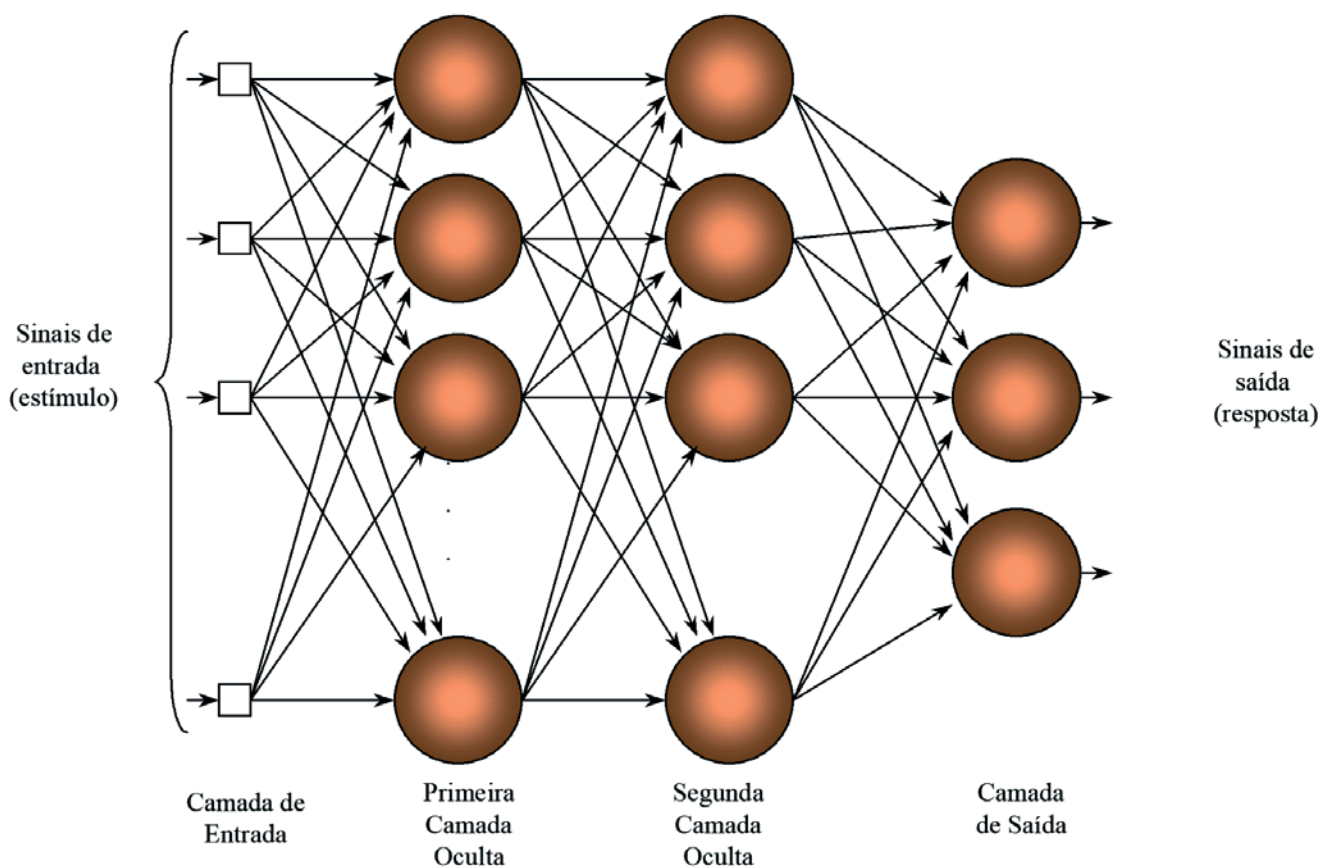


Figura 2
Representação de um RNA com duas camadas ocultas [6]

Uma rede típica é constituída por uma camada de entrada (input layer), composta de tantos neurônios quanto seja necessário para codificar as informações conhecidas; de uma ou mais camadas intermediárias (hidden layers), que permitem a transformação da informação de acordo com uma estrutura de pesos que foi estabelecida quando a rede foi treinada; e de uma camada de saída (output layer), que registra o resultado do processamento realizado. Cada unidade da rede, ou neurônio, guarda apenas um valor de estado, que se modifica dependendo dos estímulos recebidos de todos os neurônios que o antecedem e estão ligados ao mesmo. A Figura 1 ilustra o funcionamento básico de um neurônio. Como representado na figura, o neurônio recebe uma série de sinais de entrada, ou estímulos, cada qual ativado com um determinado peso. Os estímulos são combinados através de uma função aditiva, que pode ser influenciada por uma tendência (ou bias) introduzida no sistema. O resultado é filtrado por uma função de ativação. Esta gera um sinal de saída, com uma certa intensidade, que servirá de estímulo para o próximo neurônio.

As ligações entre os neurônios são denominadas conexões e se caracterizam por terem intensidades diferentes. Estas intensidades são representadas pelos pesos sinápticos, que são coeficientes de correlação existentes entre os neurônios. Em essência, uma RNA funciona através da disseminação de estímulos entre suas camadas, sendo que a matriz de pesos sinápticos vai modificando estes estímulos, gerando respostas diferentes para estímulos diferentes.

Para implementar uma RNA utilizam-se redes de neurônios, estruturas capazes de representar superfícies de decisão mais complexas. O uso de um conjunto de neurônios bem articulado permite à rede “raciocinar”, estabelecendo relações não-lineares entre estí-

mulos e resultado. Esta arquitetura resulta nos denominados perceptrons de múltiplas camadas, ou MLPs (multilayer perceptrons). A Figura 2 mostra um modelo esquemático de um perceptron de 4 camadas, que contém duas camadas intermediárias ocultas.

Conforme Haykin (2001)[6], o treinamento é normalmente realizado de forma supervisionada, com o emprego do algoritmo denominado como Retropropagação de Erro (Error Back Propagation – EBP). Este algoritmo se baseia na realização de iterações durante as quais vão sendo modificados os pesos sinápticos, de trás para frente, buscando reduzir o erro no final de seu treinamento. O mesmo envolve dois passos: a propagação e a retro-propagação. Na propagação, um vetor de entrada é aplicado aos nós sensoriais da rede e seu efeito é propagado através da rede, de forma a produzir um conjunto de estímulos de saída, que caracterizam a resposta da rede.

Comparando a resposta gerada com a esperada verifica-se se é necessário fazer ajustes nos pesos sinápticos. Isto ocorre durante a retro-propagação, na qual os pesos sinápticos são ajustados de acordo com uma regra de correção de erro. O ajuste dos pesos sinápticos faz com que a resposta real da rede se mova para mais perto da resposta desejada, em um sentido estatístico.

Uma das propriedades mais importantes das RNAs é a habilidade de simular o aprendizado, isto é, utilizar novos dados para ajustar o modelo e melhorar o desempenho. A aprendizagem é um processo pelo qual os parâmetros livres de uma RNA são adaptados, através de um processo de estimulação, ao ambiente na qual a rede está inserida. Em função da maneira pela qual a modificação dos parâmetros ocorre se determina qual a estratégia de aprendizagem (HAYKIN, 2001)[6].

3. Estimativa da aderência aço-concreto a partir de ensaios pull-out

A aderência entre o aço e o concreto é um fator determinante para o bom comportamento estrutural do concreto armado. O FIB (2000) [8] enfatiza que o conhecimento do comportamento da aderência é imprescindível para a correta compreensão das regras de cálculo do comprimento de ancoragem e emendas por traspasse das barras de armaduras, para o cálculo dos deslocamentos, considerando o efeito de enrijecimento por tração, o controle de fissuração e a quantidade mínima de armadura. Existem diversos fatores que influenciam na aderência aço-concreto, o ACI 408R/2003[9] enfatiza os seguintes: tipo de configuração das nervuras da barra, o diâmetro da barra, o estado em que se encontra a superfície da barra (deterioração), a disposição da barra na hora do lançamento do concreto (horizontal ou vertical), a relação água cimento (a/c), as resistências mecânicas do concreto, as adições minerais, bem como os materiais pozolânicos, as características físico-químicas dos materiais empregados no concreto, o adensamento e a idade de ruptura, dentre outros.

Existem diversos métodos de ensaios, descritos na literatura (FIB, 2000)[8], para mensurar a aderência aço-concreto. O mais utilizado é o ensaio de arrancamento simples (pull-out test) proposto pela recomendação técnica da RILEM CEB/FIP/83[10]. Com a realização do ensaio, cujo esquema está ilustrado na Figura 3, é possível obter as intensidades das forças em quilonewtons em função do deslocamento. Com este valor de força dividido pela área de

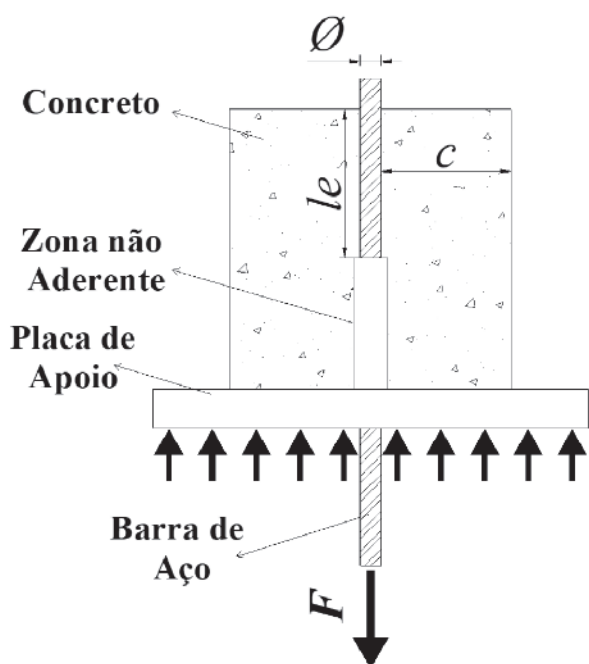


Figura 3
Esquema do ensaio pull-out mostrando as variáveis de controle da RNA

ancoragem da barra, calcula-se a tensão de aderência (τ_b), como mostra a Equação 1. Nesta equação “F” é a força de arrancamento, “ \varnothing ” é o diâmetro da barra de aço, “le” é o comprimento de ancoragem do ensaio e “c” é o cobrimento de concreto. Vale ressaltar que a tensão máxima de aderência ($\tau_{b,m\acute{a}x}$) é calculada com base na força máxima de arrancamento obtida no ensaio.

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \varnothing l e} \tag{1}$$

Um grande número de variáveis, como descrito anteriormente afeta os resultados de tensão máxima de aderência. Para melhorar a eficiência do método é necessário desenvolver modelos mais sofisticados, tema que é objeto de interesse da pesquisa em andamento. Dada a sinergia de efeitos e falta de conhecimento sobre

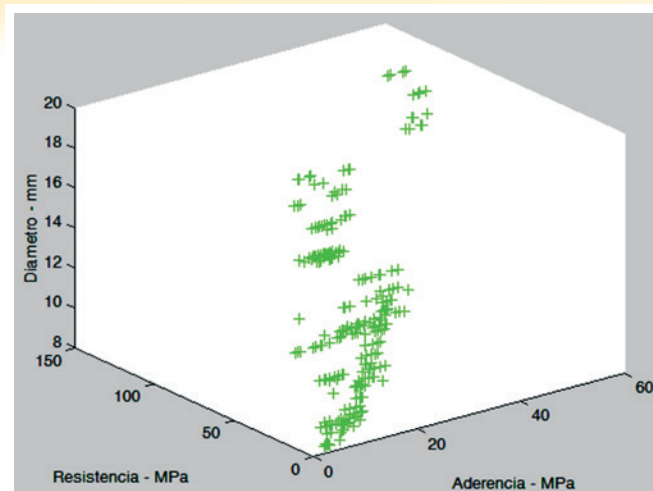


Figura 4
Distribuição dos dados de ensaios de aderência tipo pull-out, utilizados para compor a RNA

Table 1
Experimental data

| References | \varnothing (mm) | le (mm) | c (mm) | Age (days) | Concrete compressive strength f_c (MPa) |
|--|----------------------|-------------------------|------------------------|------------|--|
| Castro (2000) [16] | 16 | 80 | 52 / 92 | 15 / 18 | 83,04 / 86,14 |
| Fernandes (2000) [17] | 10 / 20 | 50 / 100 | 45 / 90 | 28 | 27,47 / 27,99 |
| Barbosa (2002) [18] | 16 / 20 | 80 / 100 | 52 / 90 | 90 | 33,63/54,77/63,31 / |
| França (2004) [19] | 16 | 80 | 92 | 28 / 90 | 32,97 / 35,21 |
| Almeida Filho (2006) [20] | 10 / 16 | 50 / 80 | 45 / 72 | 7 / 14 | 30 / 60 |
| Graeff (2007) [21] | 8/12,5 | 40/62,5 | 36/56,2 | 21 | 25 |
| Caetano (2008) [15] | 12,5 | 62,5 | 61,8 | 63 | 25 / 45 / 65 |
| Simplício (2008)[22] | 6,3/8/10/ 12,5/16 | 18,9/24/30/ 37,5/48 | 96,9/96/95/ 93,8/92 | 90 | 40/35,9/41,4/34/37,4/39,4 /40/39,6/28/29,1/29,3 |
| Reis (2009)[23] | 10/16 | 50/80 | 45/72 | 28 | 23,6/ 37,2 |
| Silva (2010) [3]; Silva et al. (2013) [24] | 8/10 /12,5 | 40/50/62,5 | 96/95/93,7 | 3/7/28 | 16,7/21,1/28/33,1/40,5/49,9 |
| Lorrain et al. (2010) [25] | 12,5 | 62,5 | 56,2 | 28 | 20 |
| Lorrain et al. (2011) [4] | 8 | 80/135 | 36 | 3/7/14 | 6,8/8,1/15,07/23,54/26,75/ 27,12 |
| Ferreira et al. (2011)[26] | 6,3/8/10 | 31,5/40/50 | 46 | 7 | 38,2/45,3 |
| Tojal (2011)[27] | 10/16 | 50/ 80 | 45/ 72 | 28 | 34,5 |
| Silva Filho et al. (2012) [28] | 12,5 | 62,5 | 56,2 | 28 | 27,4 |
| França (2012)[29] | 6,3/8/10 | 31,5/40/50 | 96,9/96/95 | 21 | 25/40 |
| Baiochi et al. (2013) [30] Jacintho et al. (2013)[31] | 10 | 63 | 46 | 7/28 | 49,56/59,63 |
| Godoy et al. 2012)[32] Jacintho et al. (2014)[33] | 8 | 110 | 46 | 14/ 28 | 23,54/38,27/43,27 |
| Lovera e Frutos (2013)[34] Gavilan et al. (2014)[35] | 8 | 91/80/70/63 | 46 | 3/5/7/28 | 20/25/30/35 |
| Silva (2010) [3]; Silva et al. (2014)[36] | 8/10/12,5 | 80/100/125/ 48/60/45 | 46/45/43,75 | 3/7/28 | 16,7/21,1/28/33,1/40,5/49,9 |
| Martins et al. (2014)[37] | 8 | 95/47/39,6 | 45 | 7 | 23,15/45,40/50,61 |

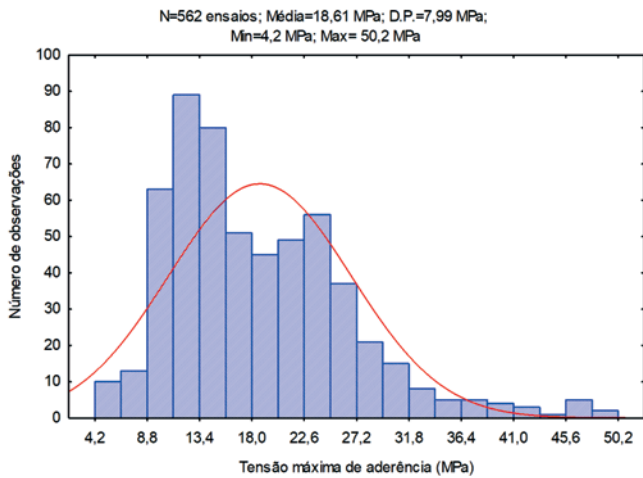


Figura 5
Distribuição dos resultados de tensão máxima de aderência utilizados na RNA

cada um deles, pode-se dizer que este é um problema que exige uma modelagem não-linear de um conhecimento pouco estruturado, o que justifica o emprego da técnica de modelagem via RNAs.

4. Formulação do modelo

De forma a atingir o objetivo proposto por este trabalho, utilizou-se uma RNA com 4 camadas, implementada com a utilização do programa computacional MATLAB 6.0, apropriada para interpretação dos dados de ensaios de aderência AÇO-CONCRETO, com vias a produzir estimativas de resistência.

Fixou-se o número de camadas em 4 em função do número inicial de amostras desta base de dados. Para a base de dados utilizada (562 amostras) considera-se que esta quantidade de correlações permite que se forneça uma boa flexibilidade e capacidade de in-

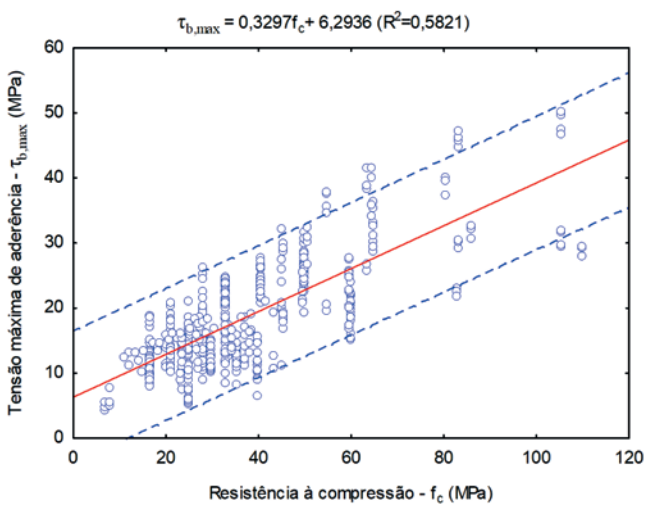


Figura 6
Relação entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência dos ensaios tipo pull-out utilizados para compor a RNA

terpretação à rede, conforme estudos preliminares realizados pelo Grupo de Pesquisa LEME [11], [12], [13] e [14]. Nestes estudos chegou-se a conclusão de que esta tipologia de rede será capaz de produzir uma simulação adequada e coerente com o objetivo da pesquisa. Os dados de entrada foram normalizados utilizando-se para esta finalidade a função *premnmx*, que pré-processa o treinamento da rede através da normalização das entradas e metas dentro do intervalo [-1,1].

Para analisar como a estrutura da rede afetava a sua precisão de desempenho, foram então modificadas as características da rede padrão, sendo variados o número de neurônios e os parâmetros de controle, com o intuito de averiguar como estas mudanças afetavam o resultado.

Os dados de origem utilizados no presente estudo para treinar e testar as RNAs englobavam resultados de ensaios de aderência aço-concreto tipo pull-out de três diferentes pesquisas. A tabela 1 mostra quais foram os dados retirados e os respectivos autores.

Os dados de origem utilizados no presente estudo para treinar e testar as RNAs englobavam resultados de ensaios aderência do tipo pull-out, sendo que a tensão máxima de aderência dos mesmos variava entre valores de 4,0 a 50,2 MPa. A Figura 4 mostra a distribuição dos dados utilizados (Diâmetro da barra de aço “Ø”

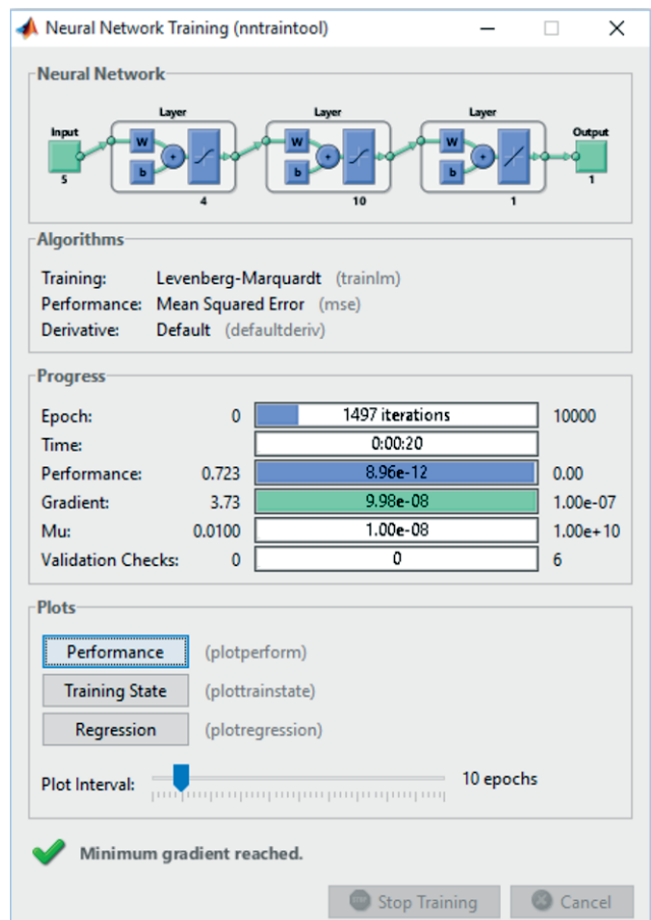


Figura 7
Matlab Neural Network Training Toolbox

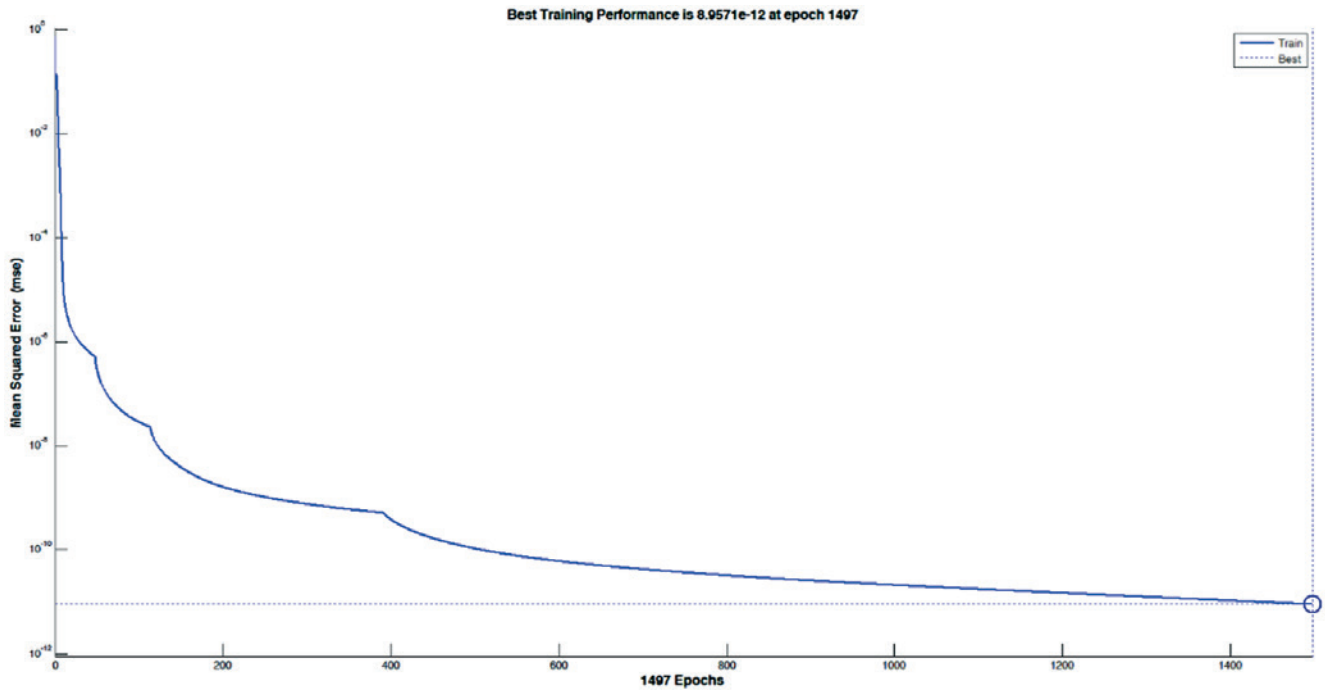


Figura 8
Evolução do treinamento da Rede Neural Artificial – RNA 20x40x40x1

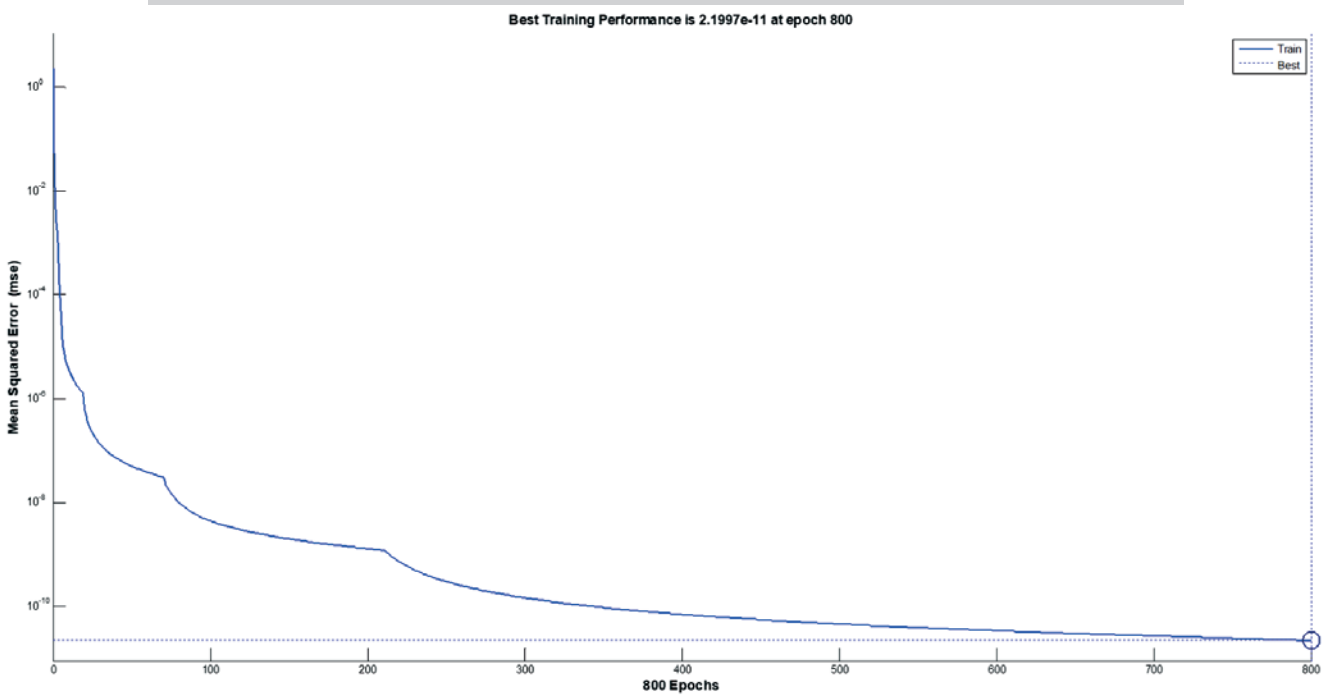


Figura 9
Evolução do treinamento da Rede Neural Artificial – RNA 10x30x30x1

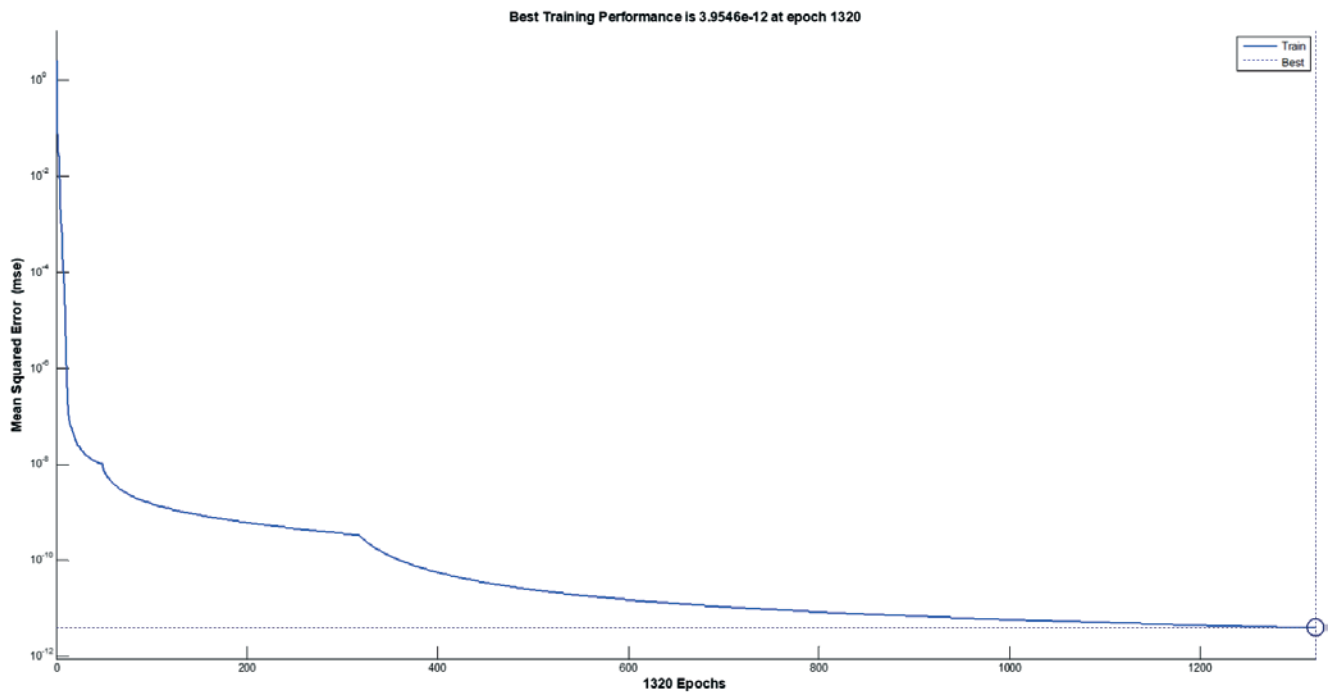


Figura 10
Evolução do treinamento da Rede Neural Artificial – RNA 10x40x80x1

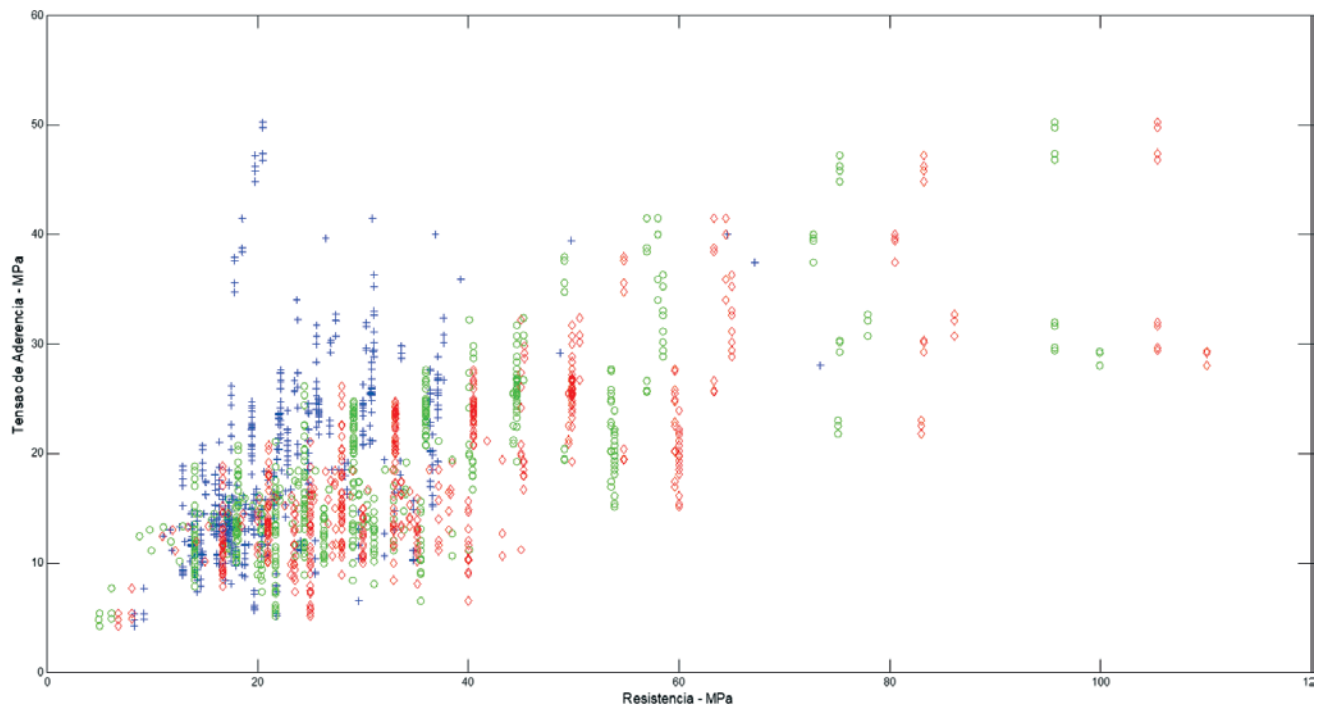


Figura 11
Modelagem da Rede Neural Artificial – RNA 20x40x40x1

x Resistência à compressão “ f_c ” x Resistência de aderência “ τ_b ”). A Figura 5 mostra o número de observações em cada faixa de tensão máxima de aderência para os resultados utilizados para compor a RNA. Já a Figura 6 mostra a relação direta entre a resistência à compressão e a tensão máxima de aderência, evidenciando um R^2 igual a 0,5821.

As relações entre os dados foram estimadas utilizando várias configurações de uma RNA, treinada com um algoritmo de retropropagação de erro, sendo controlados o erro da estimativa e o número de épocas de treinamento (etapas de iteração), e registrado o tempo computacional gasto para proceder com este treinamento. Para realizar a aproximação adotou-se o formato proposto por Caetano (2008)[15], indicado na equação 2:

$$\tau_{b,m\acute{a}x} = 10,34 \times \frac{1}{En^{0,5}} \times Ner^{0,25} \times f_{c_c}^{0,5} \times \frac{1}{Te_c^{f_{c_c}^{0,5}}} \times \frac{1}{\varnothing_c^{f_{c_c}^{0,5}}} \times \left(\frac{0,3 + GC_c}{0,3 + GC_c^{1,4}} \right) \quad (2)$$

Onde:

$\tau_{b,m\acute{a}x}$ = Resistência máxima de aderência, em MPa. En = Tipo de ensaio (0,5 para arrancamento simples; 1,5 para arrancamento excêntrico). Ner = Tipo de nervura (0,5 para tipo “N”; 1,5 para tipo “n”). f_{c_c} = resistência à compressão do concreto codificada, em

MPa; $f_{c_c} = \frac{f_c}{30}$. Te_c = Temperatura de exposição codificada, em °C; $Te_c = 1$, para $Te \leq 350^\circ C$. \varnothing_c = Diâmetro da barra de aço

codificada, em mm. $\varnothing_c = \frac{\varnothing}{16}$; GC_c = Grau de corrosão codificado, em porcentagem; $GC_c = \frac{GC}{2}$.

5. Resultados e discussões

Em todos os dados retirados da literatura foram com En = 0,5; Ner = 0,5, temperatura ambiente, ou seja, sem altas temperaturas e sem grau de corrosão.

A figura 7 ilustra o Matlab Neural Network Training Toolbox que foi utilizado para realização das simulações através do programa computacional Matlab R2012.

As figuras 8, 9 e 10 ilustram o treinamento de três das simulações utilizadas para a modelagem dos resultados obtidos experimentalmente, visando estimar a resistência à compressão do concreto a partir dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto através da utilização das RNAs. A linha em azul representa o erro calculado em cada passo da rede. Em virtude de se buscar o máximo treinamento possível, o valor do erro médio admissível estabelecido para a rede foi de zero.

As figuras 11, 12 e 13 ilustram os resultados de três das RNAs que foram testadas no presente trabalho. Ambas simulações geraram resultados muito parecidos. Como pode ser observado nas figuras, os resultados obtidos indicam que o poder de estimação das RNAs é eficaz. Nas figuras estão representados os dados originais dos 200 casos (losango vermelho), uma estimativa baseada em processos estatísticos tradicionais (cruz azul) e os resultados da RNA (círculo verde).

A figura 11 mostra o resultado obtido com o melhor perceptron estudado, que tinha 20 neurônios na segunda camada, 40 na terceira camada, 40 na quarta camada e 1 na camada de saída. Nas primeiras a função de transferência utilizada foi a tangente sigmóide hiperbólica, enquanto na camada de saída a função adotada foi a linear. A figura 12 demonstra o resultado obtido com um perceptron estudado, que tinha 10 neurônios na segunda camada, 30 na terceira

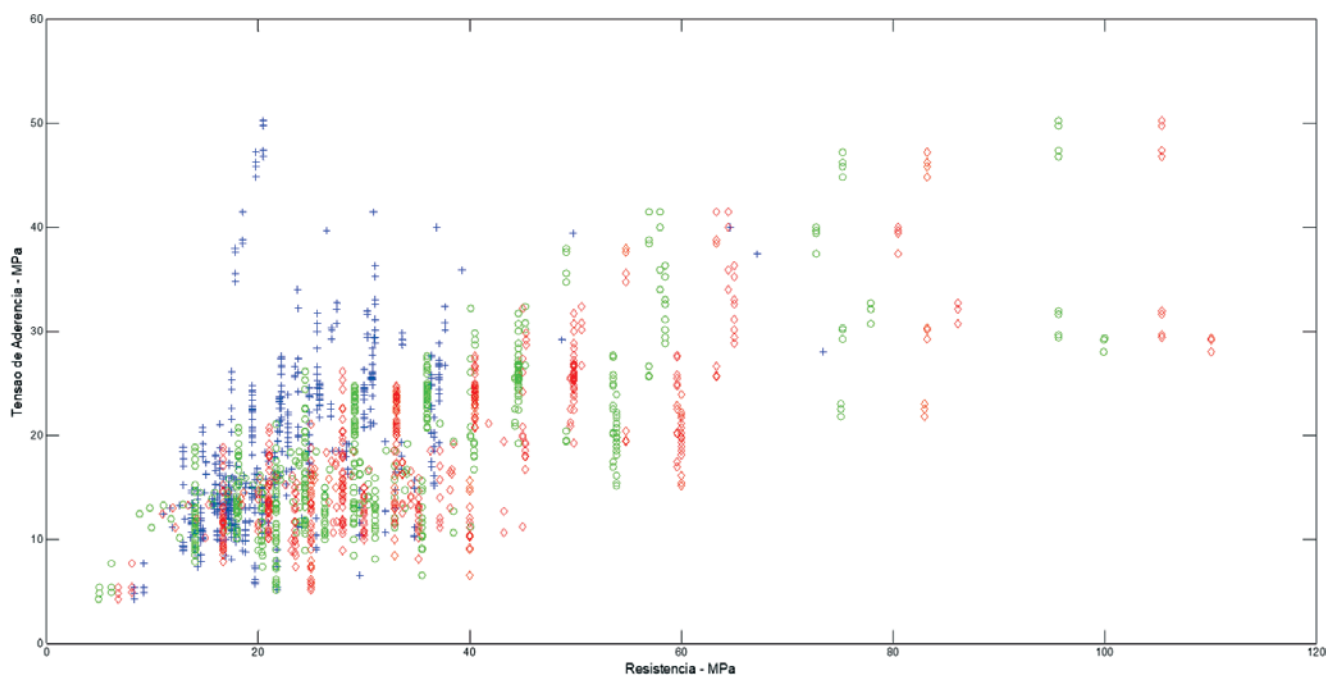


Figura 12
Modelagem da Rede Neural Artificial – RNA 10x30x30x1

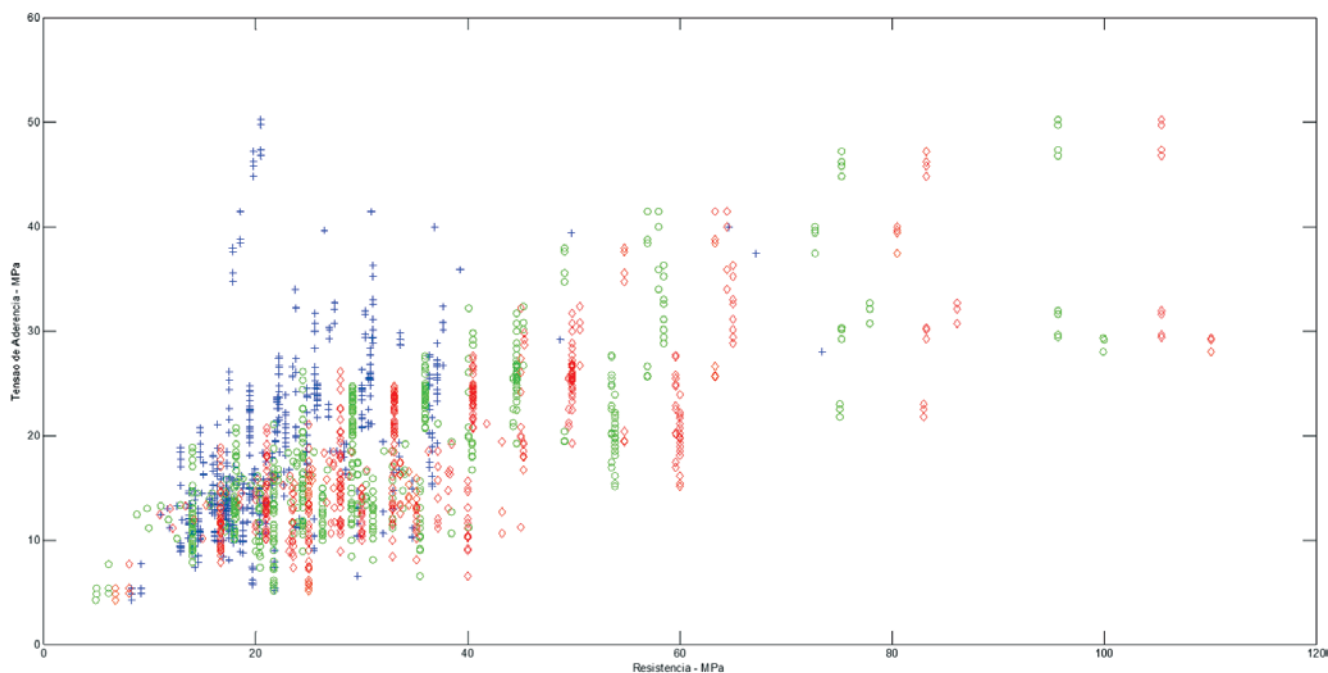


Figura 13
Modelagem da Rede Neural Artificial – RNA 10x40x80x1

camada, 30 na quarta camada e 1 na camada de saída. Nas primeiras a função de transferência utilizada foi a tangente sigmóide hiperbólica, enquanto na camada de saída a função adotada foi a linear.

Já a figura 13 demonstra o resultado obtido com um perceptron estudado, que tinha 10 neurônios na segunda camada, 80 na terceira camada, 80 na quarta camada e 1 na camada de saída. Nas primeiras a função de transferência utilizada foi a tangente sigmóide hiperbólica, enquanto na camada de saída a função adotada foi a linear.

Apesar do banco de dados deste estudo ainda ser pequeno, pode-se observar que, através da utilização das RNAs, pode-se ajustar melhor os dados obtidos nos experimentos em relação aos modelos estatísticos tradicionais.

Com base nestes primeiros experimentos, a continuidade desta pesquisa irá focar-se em aumentar a base de dados utilizada na simulação e utilizar outros algoritmos de treinamento para realizar esta simulação.

6. Conclusões

Este trabalho buscou, em particular, avaliar a possibilidade de se utilizar o ensaio de aderência aço/concreto para a estimativa da resistência do concreto (f_c), uma iniciativa complicada dado o fato de o concreto ser um material bastante heterogêneo e que se modifica no tempo.

Os resultados demonstram que é possível realizar um mapeamento não linear da relação resistência do concreto x aderência aço/concreto, levando em consideração parâmetros como o comprimento de ancoragem, o diâmetro da bar-

ra, a idade de ruptura e o cobrimento de concreto ao redor da barra de aço (confinamento). A novidade consistiu no emprego dos modelos neurais. Dada a sinergia de efeitos e falta de conhecimento sobre cada um dos parâmetros que afetam a estimativa da f_c , pode-se concluir que o problema exige uma modelagem não-linear de um conhecimento pouco estruturado.

A técnica de modelagem utilizando RNAs, apresentou-se como uma ferramenta eficaz para o tratamento dos dados propostos, dada capacidade de aprendizagem e de generalização do conhecimento adquirido da RNA. Todavia é preciso utilizar uma base de dados que contenha uma quantidade significativa de resultados prévios, com uma boa variação dos parâmetros considerados importantes para a avaliação do comportamento da estrutura.

A partir da análise dos resultados obtidos, pode-se inferir que a utilização das RNAs tem potencial para produzir métodos numéricos robustos e flexíveis para interpretação de ensaios de tensão de aderência aço/concreto (Retirar esse trecho).

Os testes realizados reforçam a idéia de que a utilização do ensaio pode ser útil para a análise de estruturas, confirmando a idéia de que este ensaio tem grande potencial de utilização nos casos de inspeção de estruturas. Os modelos gerados podem ser considerados como dinâmicos, visto que as redes podem ir sendo aperfeiçoadas na medida em que se coletam novos dados. Os resultados obtidos indicam que as RNAs tem potencial para serem utilizadas para obtenção de estimativas da resistência à compressão a partir de dados do ensaio de aderência aço/concreto, para inspeção de estruturas.

7. Referências bibliográficas

- [1] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto & Construções, São Paulo, Nº51, 3º trimestre, p. 52-57, 2008.
- [2] LORENZI, A. Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência à compressão do concreto a partir da velocidade de propagação do pulso ultra-sônico. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.
- [3] SILVA, B. V. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, UNESP, 2010.
- [4] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 4, p. 4, 2011.
- [5] SRIRAM, R. D.. Intelligent Systems for Engineering – A Knowledge-based Approach. Londres, Springer-Verlag, 1997.
- [6] HAYKIN, S. Redes Neurais: Princípios e prática. Porto Alegre, Bookman, 2001. Tradução de Paulo Martins Engel.
- [7] CORRÊA, L. G., Memória Associativa em Redes Neurais Realimentadas. 2004. 119p. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.
- [8] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: Bond of reinforcement concrete, State-of-art report. Bulletin Nº 10. Lausanne, Switzerland: FIB, 2000. 427p.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills: ACI, 2003. 49 p.
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcing steel - 1 - pull-out test. Paris: CEB, 1983. 3p.
- [11] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. . Análise de Ensaios Ultra-sônicos no Concreto através de Redes Neurais Artificiais. Learning and Nonlinear Models, v. 9, p. 216-233, 2011.
- [12] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. ;CAMPAGNOLO, J. L.. Application of Artificial Neural Network for Interpreting Ultrasonic Readings of Concrete. International Journal of Materials & Product Technology, Switzerland, v. 26, n.1/2, p. 57-70, 2006.
- [13] LORENZI, A.; SILVA FILHO, L. C. P. ;CAMPAGNOLO, J. L.. Desenvolvimento de Redes Neurais Artificiais para Interpretação de Ensaios de Velocidade de Propagação de Pulso Ultrassônico no Concreto. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 800-830, 2011.
- [14] LORENZI, A.2008LORENZI, A. ; SILVA FILHO, L.C.P. ; TISBIEREK, F. T.. Modelagem de Dados de Ensaios Ultra-sônicos em Concreto através de Redes Neurais Artificiais (RNAs). Revista Abende, v. 25, p. 42-46, 2008.
- [15] CAETANO, L. F. Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado em condições extremas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- [16] CASTRO, C. M. Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [17] FERNANDES, R. M. A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [18] BARBOSA, M. T. G. Avaliação do comportamento da aderência em concretos com diferentes classes de resistência. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.
- [19] FRANÇA, V. H.Aderência Aço-Concreto – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, UNESP, 2004.
- [20] ALMEIDA FILHO, F. M. Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensável. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- [21] GRAEFF, A. G., Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado. 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.
- [22] SIMPLÍCIO, M. A. S., Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras. 2008. 261 f. Tese (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Recife, 2008.
- [23] REIS, C. N. S., Influência da utilização de agregado miúdo de RCD na aderência aço-concreto reciclado. 2009. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGCEA - Universidade Estadual de Feira de Santana - UEFS. Bahia, 2009.
- [24] SILVA,B.V.;BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.S.. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 6 (5), p. 715-736, 2013.
- [25] LORRAIN, M. S. ; CAETANO, L. F. ; SILVA, B.V. ; GOMES, L. E. S. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, Washington D. C., 2010.
- [26] FERREIRA, E. G.; GONÇALVES, R. S.; CARVALHO, E.; CUNHA, J. C.; BARBOSA, M. P.; LORRAIN M. S. Controle

- da Qualidade do Concreto Pelo Ensaio de Aderência "Pull out Test". In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.
- [27] TOJAL, T. L., Contribuição ao estudo da aderência de barras de aço em concreto autoadensável reforçado com fibras metálicas. 2011. 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil : Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2011.
- [28] SILVA FILHO, L. C .P.; SILVA, B.V. ; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L. E. S.; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. S. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposium BIC/ FIB/ Heriot-Watt University, Brescia, Italy, 2012.
- [29] FRANÇA, M. B. B.; CARVALHO, E. P.; CUNHA, J. C.; RODRIGUES, C. S.; MAIA, N. S. Estudo experimental da aderência aço-concreto para barras finas de aço CA-50. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.
- [30] BAIOSCHI, A. G., PIMENTEL, L. L., JACINTO, A. E.P.G.A., BARBOSA, M. P., FONTANINI, P; S.P., LORRAIN, M. Análise da aderência entre o concreto desenvolvido com resíduo de construção civil e o aço pelo método APULOT. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [31] JACINTHO, A.E.P.G.A.; PIMENTA, M.T.M.; PIMENTEL, L. L.; FONTANINI, P.S.P.; BARBOSA, M. P. Estudo da aderência aço e concreto com RCD cinza em substituição aos agregados graúdos usuais. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [32] GODOY, J. L.; JACINTHO, A. E. P. G. A.; PIMENTEL, L. L.; LORRAIN, M.; BARBOSA, M. P. Substituição de uma parcela do agregado natural por borracha de pneus: influência na aderência aço e concreto. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.
- [33] JACINTHO, A. E. P. G. A.; PIMENTEL L. L.; BARBOSA M. P.; FONTANINI P. S. P. Steel and concrete bond stress: a contribution to the study of APULOT tests using concrete with rubber addition. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 7, p. 817-844, 2014.
- [34] LOVERA, H.; FRUTOS, A. 2013. 136 f. Evaluación de la Tensión de Adherencia entre el Hormigón y el Acero ante la Variación de la Resistencia a Compresión mediante el Ensayo APULOT. Tesis de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Asunción. Asunción, Paraguay, 2013.
- [35] GAVILAN, S.; SILVA, B. V.; SILVA FILHO, L. C. P.; BARBOSA, M.P. Ensayo de arrancamiento, relación recubrimiento-diámetro de barras para evitar el efecto splitting. In: XXXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 2014, Montevideo/Uruguay. Memórias XXXVI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Porto Alegre/RS: ASAAE - Associação Sul Americana de Engenharia Estrutural, 2014.
- [36] SILVA, B. V.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO L. C. P.; LORRAIN M. S. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. Part 2: APULOT. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 7 (5), p. 856-878, 2014.
- [37] MARTINS, J. V. R.; JACINTHO, A.E.P.G.A.; PIMENTEL, L. L.; BARBOSA, M. P.; FONTANINI, P. S. P.; LORRAIN, M. Estudo da aderência entre concreto e aço pelo ensaio APULOT utilizando concreto de alta resistência. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014, Natal/RN. Anais do 56º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2014.

Experimental study of the influence of friction at the supports on longitudinal shear resistance of composite slabs

Estudo experimental da influência do atrito nos apoios na resistência longitudinal ao cisalhamento das lajes mistas

R. S. COSTA^a
rsemizon@dees.ufmg.br

A. C. C. LAVALL^a
lavall@dees.ufmg.br

R. G. L. SILVA^b
rglanna.silva@gmail.com

F. C. RODRIGUES^a
francisco@dees.ufmg.br

Abstract

The aim of this work is to evaluate the behavior and strength of composite slabs considering the influence of the friction at the sheeting-concrete interface in the region of the support. Results from tests conducted in the Structural Engineering Department of Federal University of Minas Gerais (UFMG) were used. A Steel Deck 60 system was considered, which consists of a trapezoidal profile with "V" shaped embossments. Deflections, end slips and strains of the steel decks were measured, allowing for the analysis of the behavior of the composite slab system and for the determination of its failure mode. The influence of friction of the region of support in the longitudinal shear resistance was evaluated through the partial shear connection method, which also allowed for establishing criteria and determination of analytical expressions for calculating the ultimate load. Comparative analyses reveal that the influence of the friction of the region of support in the shear-bond resistance is more significant in composite slabs with short shear spans. Design expressions which incorporate friction will also be presented. Their application have demonstrated the efficiency of the method for evaluating the longitudinal shear resistance.

Keywords: composite slabs, partial shear connection, friction at the support.

Resumo

O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento e a resistência de um sistema de lajes mistas de aço e concreto, considerando a influência do atrito na interface da fôrma de aço com o concreto na região dos apoios. Para isso foram utilizados os resultados de ensaios realizados no Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG). O sistema misto Steel Deck 60 foi considerado, o qual consiste em um perfil trapezoidal com mossas em forma de "V". As flechas, os deslizamentos de extremidades e as deformações das fôrmas de aço foram medidos, permitindo a análise do comportamento do sistema de laje mista e a determinação do seu modo de falha. A influência do atrito da região dos apoios na resistência longitudinal ao cisalhamento foi avaliada através do método da interação parcial, que também permitiu estabelecer critérios visando à determinação de expressões analíticas para o cálculo da carga última. As análises comparativas revelaram que a influência do atrito da região dos apoios na resistência ao cisalhamento longitudinal é mais significativa em lajes mistas com pequenos vãos de cisalhamento. São apresentadas expressões de cálculo incorporando o atrito, cujas aplicações em um exemplo permitiram mostrar a eficiência do método no cálculo da resistência ao cisalhamento longitudinal.

Palavras-chave: laje mista de aço e concreto, método da interação parcial, atrito nos apoios.

^a School of Engineering, Department of Structural Engineering, Federal University of Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, MG, Brazil;

^b Federal Center for Technological Education of Minas Gerais (CEFET-MG), Belo Horizonte, MG, Brazil.

1. Introduction

The use of a system of composite slabs of concrete and steel in metal construction began in the 1930s, according to Veljkovic[1]. In these systems, the slabs have steel sheeting with very thin thickness, usually between 0.80 mm and 1.25 mm, embedded in the system that work as permanent steel sheeting, supporting the concrete before curing and construction loads. After curing, the concrete and the steel sheeting become bonded, forming a single structural composite element. The steel deck works as positive reinforcement for the composite slab.

Currently, composite slab systems have become a widely used method for the construction of slabs in buildings in steel structures. From the structural behavior standpoint, the profiled steel sheeting is capable of transmitting the longitudinal shear at the interface between the steel sheeting and the concrete. Composite behavior between profiled sheeting and concrete is ensured by the mechanical interlock provided by deformations in the profile (indentations or embossments), by the frictional interlock for profiles shaped in a re-entrant form, by the end anchorage provided by welded studs or another type of local connec-

tion between the concrete and the steel sheet, by the end anchorage from the deformation of the ribs at the end of the sheeting and by the friction in the region of the support. If there is no mechanical link or an attachment by friction between the sheeting and concrete, it will not be able to transmit longitudinal shear, and thus, the composite slab action will not be effective.

The main objective of this study is to analyze, after curing the concrete, the influence of friction of the region of support in the longitudinal shear resistance of the composite slab system Deck- 60, using the partial shear connection method.

2. Characteristics of the test specimens

To conduct the analysis using the partial shear connection method and considering the friction at the supports, a series of twelve specimens of simply supported composite slabs were tested in bending. Figure 1 shows a typical cross-section profile of the Deck-60 with the “V-shape” embossments that were pressed onto the webs and its nominal dimensions in millimeters.

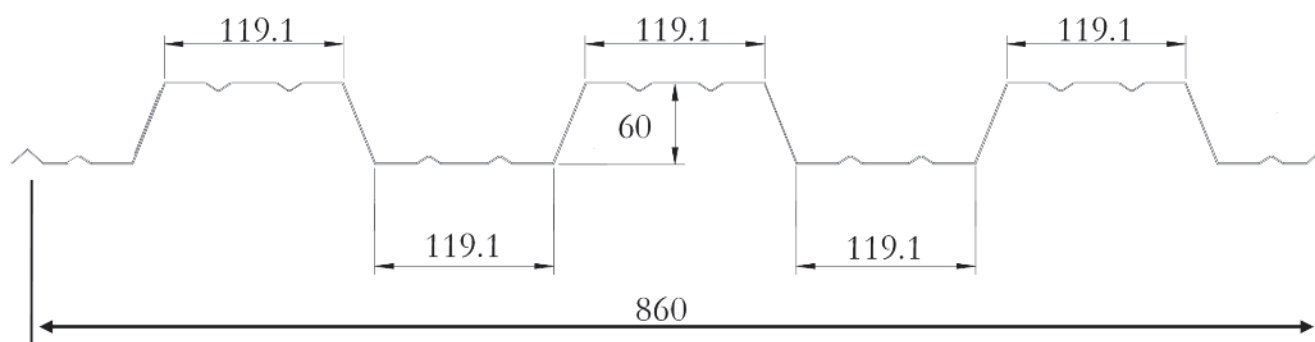


Figure 1
Cross-section of the steel deck

Table 1
Geometrical characteristics of test specimens

| Specimens | t (mm) | b (mm) | L (mm) | h _t (mm) | L _s (mm) |
|-----------|--------|--------|--------|---------------------|---------------------|
| 01A | 0.80 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 01B | 0.80 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 01C | 0.80 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 02A | 0.80 | 860 | 2500 | 140 | 450 |
| 02B | 0.80 | 860 | 2500 | 140 | 450 |
| 02C | 0.80 | 860 | 2500 | 140 | 450 |
| 03A | 0.95 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 03B | 0.95 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 03C | 0.95 | 860 | 2500 | 110 | 800 |
| 04A | 0.95 | 860 | 2500 | 140 | 450 |
| 04B | 0.95 | 860 | 2500 | 140 | 450 |
| 04C | 0.95 | 860 | 2500 | 140 | 450 |

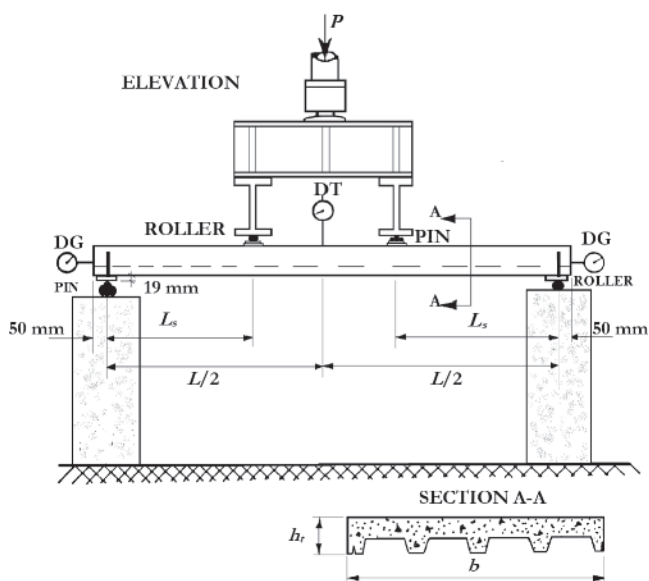


Figure 2
Typical test set-up

Table 1 shows the geometrical properties of the specimens that were divided into two groups: six specimens with a nominal thickness of the steel profile t equal to 0.80 mm and six with thickness t of 0.95 mm, with a nominal width of the profile b equal to 860 mm and length L equal to 2500 mm. In each group, three specimens were built with depth h_t of 110 mm and a span shear L_s of 800 mm, and the other three were built with depth h_t of 140 mm and span shear L_s of 450 mm.

The steel decking with thickness t equal to 0.80 mm was made with ZAR 280 steel with yield strength (f_y) equal to 340 MPa and ultimate tensile strength (f_u) equal to 450 MPa. The steel decking with thickness equal to 0.95 mm was made with ZAR 345 steel with f_y equal to 390 MPa and f_u equal to 490 MPa. The modulus of elasticity of structural steel, E_s , was taken equal to 200 GPa, and the 28-day compressive strength of concrete, f_{ck} was 20 MPa.

3. Test procedure

Each specimen was subjected to four points bending test, as shown in Figure 2. This system of load application is similar to those indicated by Schuster [2], ANSI / ASCE 3 [3], EUROCODE 4 [4], CSSBI S2 [5] and Johnson and Shepherd [6].

Vertical deflections at midspan were measured by two displacement transducers (DT) with a maximum range of 100 mm, symmetrically arranged at approximately 20 cm from the edge of the slab. The end-slip between the steel decking and the concrete was recorded through two digital dial gauges (DG) attached at the ends of each specimen, two on each side.

Two electrical resistance strain gauges (EER) were applied to all specimens to measure steel strain. These EER were installed in the midspan, using cyanoacrylate adhesive, one on the lower fiber and another on the upper fiber of the steel decking, as shown in Figure 3.

Loads were monotonically applied in steps of 1.8 kN and strains,

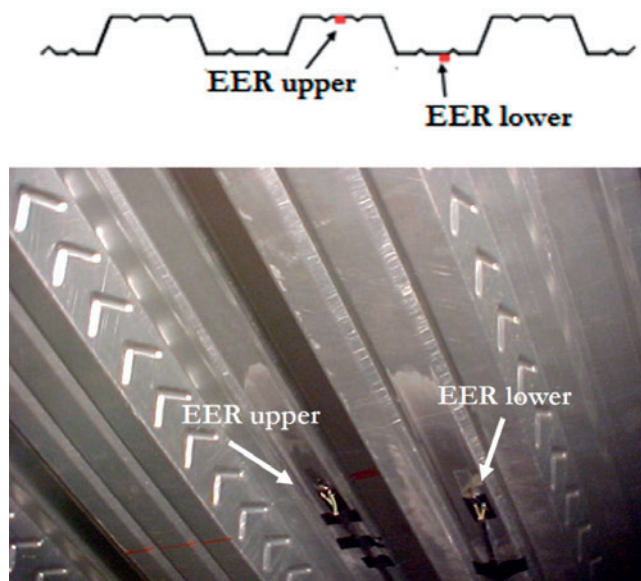


Figure 3
Location of strain gauges (EER) on the steel deck

deflections and end-slips were measured at each load level. Cracking patterns, end-slip and the ultimate load of each specimen were recorded.

3.1 Test results and analysis

The analysis of the test results and a general description of behavior of the composite slabs are studied through load versus end-slip, load versus midspan deflection and load versus steel strain relationships. The specimen 01A was chosen as representative of all tests, to illustrate the following comments.

Figure 4 shows the load versus end-slip curves of the specimen 01A. Initially the horizontal slip is almost absent, indicating a full shear connection between the sheeting and the concrete. After the first cracks, the chemical bond between the sheeting and the concrete is broken, causing end-slip, indicating partial connection.

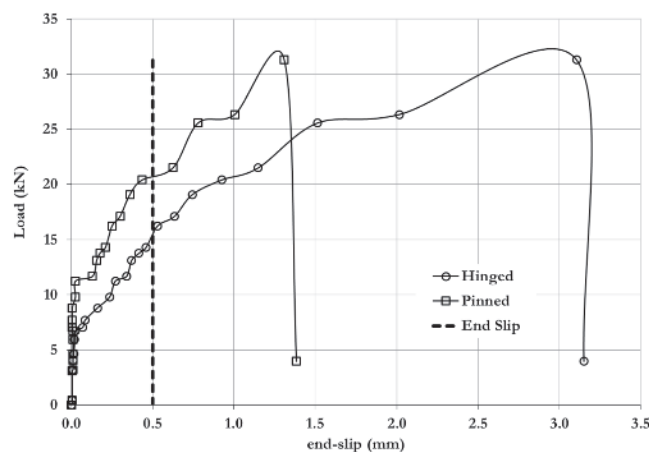


Figure 4
Load versus end-slip of the specimen 01A

Table 2
End-slip loads and maximum loads of tests

| Specimens | P_u (N) | P_{des} (N) | P_u/P_{des} |
|-----------|-----------|---------------|---------------|
| 01A | 32170 | 16200 | 1.99 |
| 01B | 33710 | 16230 | 2.08 |
| 01C | 32720 | 16750 | 1.95 |
| 02A | 57170 | 43950 | 1.30 |
| 02B | 56290 | 34480 | 1.63 |
| 02C | 63450 | 28420 | 2.23 |
| 03A | 39621 | 20490 | 1.93 |
| 03B | 39837 | 21810 | 1.83 |
| 03C | 36701 | 20830 | 1.76 |
| 04A | 68443 | 32060 | 2.14 |
| 04B | 71354 | 30250 | 2.36 |
| 04C | 77508 | 28810 | 2.69 |

According to EUROCODE 4 [4], the initial end-slip load (P_{des}) is defined as the load that causes an end-slip of 0.5 mm between the sheeting and the concrete. The longitudinal shear behavior is considered ductile if the failure load (P_u) exceeds the initial end-slip load (P_{des}) by more than 10%. Table 2 shows end-slip and failure loads for all specimens.

Figure 5 shows the load versus midspan deflection curve of the specimen 01A. Two stages in the load-deflection behavior were identified: uncracked and cracked stages.

In the first stage, no visible cracking was observed anywhere on the specimen, hence, the entire section remained fully composite up to the initial cracks. The cracked stage was identified by the first significant change in initial stiffness of each specimen that occurred with the appearance of the initial cracks (the load-deflection curve ceases to be linearly proportional). Without the presence of shear transfer devices (embossments and friction),

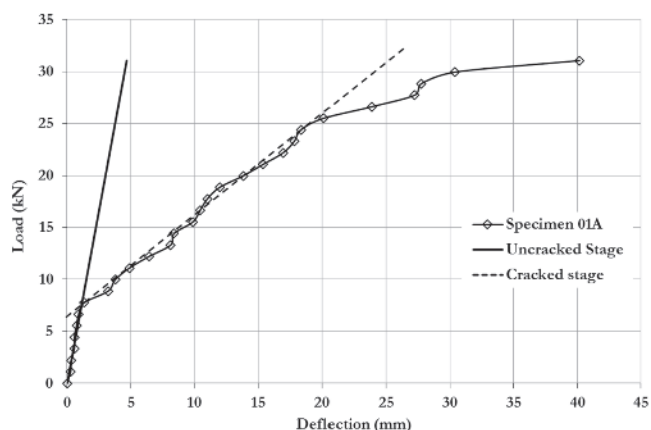


Figure 5
Load versus midspan deflection of the specimen 01A

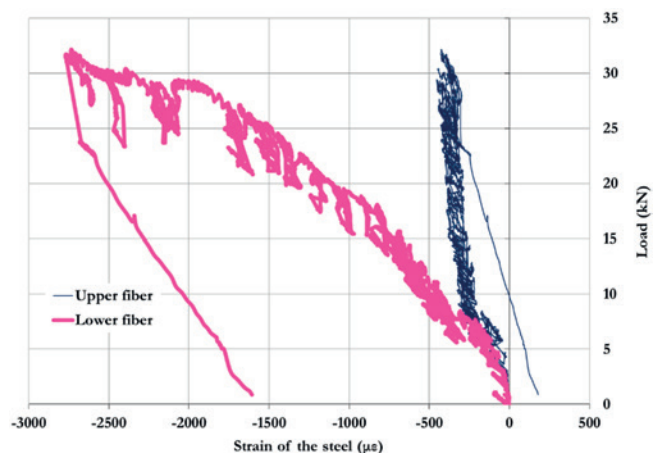


Figure 6
Load versus steel strain curves for specimen 01A

the specimen would not be able to support any additional load beyond this load stage.

Figure 6 shows the load versus steel strains curve for specimen 01A, where negative values indicate tensile strains. During the uncracked stage, a linearly proportional increase of the tensile strains occurs in the sheeting in both the lower and higher fibers, indicating the existence of a single neutral axis in the concrete. The tensile strains in the top fiber of the sheeting decrease after the initial crackings, indicating the presence of two neutral axes in the composite section, indicating partial shear connection between the steel sheeting and the concrete. Based on the experimental results of this investigation, only one mode of failure was experienced by the composite slab system, namely, longitudinal shear. This ultimate limit state is characterized by the shear failure of the connection between the embossments of steel sheeting and the concrete, in the region of the shear span, L_s , where the concrete loses the composite action with the steel sheeting. This failure is indicated by an end-slip between the steel sheeting and the concrete, as shown in Figure 7. This behavior has been observed by Schuster [2], Wright et al. [7], Tenhovuori and Leskela [8], Melo [9], Marimuthu et al. [10], Cifuentes [11] and other authors.



Figure 7
End-slip between the steel sheeting and the concrete

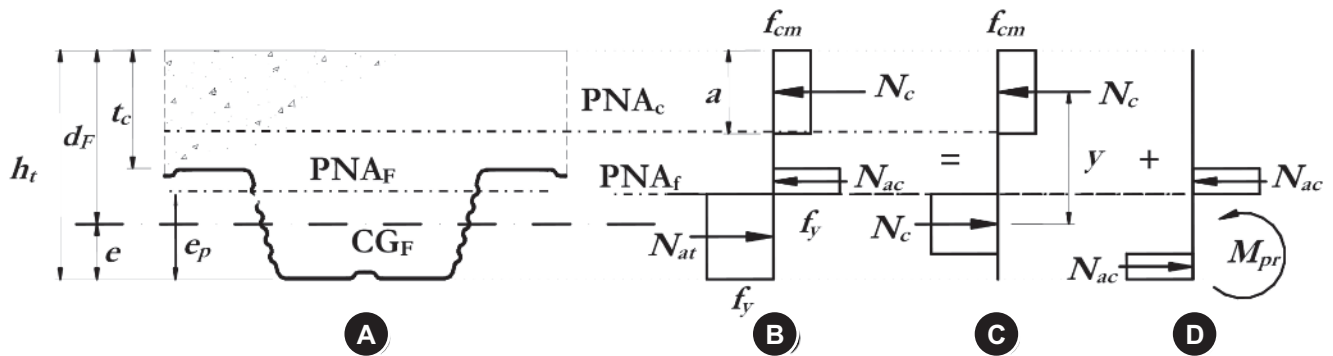


Figure 8
Normal stress distribution for sagging bending, considering the partial interaction

4. Partial shear connection method

According to EUROCODE 4 [4], two methods are used in the design of composite slabs: the “m- k” method and the Partial Shear Connection (PSC) method. Both methods are based on experimental results with full-scale specimens. Depending on the test results, the behavior of a slab might be classified as brittle or ductile. The “m-k” method can be used for all profiles, whereas the PSC method can be used only for ductile profiles. In addition, according to Johnson [12], the PSC method evaluates, theoretically, the contribution of the end anchorage and of the friction of support in the longitudinal shear strength.

4.1 Analytical model

The PSC method is based on an analytical model with a physical background, and its basic concepts are illustrated in Figure 8. The model can be better understood by examining the typical module of the composite slab cross section, as shown in Figure 8(a). The normal stress distribution considering the partial interaction has two neutral-plastic axis: one in the concrete (PNA_c) and other in the steel sheeting (PNA_f), as shown in Figure 8(b). This distribution can be decomposed, by simplification, from the diagrams shown in the Figures 8(c) and 8(d).

Figure 8(a) shows that h_t is the overall depth of the slab; e is the distance from the centroidal axis of profiled steel sheeting to bottom of the steel deck; d_F is the distance from the centroidal axis of the profiled steel sheeting to the top of the composite slab; e_p is the distance from the neutral-plastic axis of the profiled steel sheeting to the bottom of the steel deck; t_c is the thickness of the concrete above the flat surface of the top of ribs of the steel sheeting.

As shown in Figure 8(b), f_y is the nominal value of the yield strength of the structural steel, where for the nominal thicknesses of 0.80 mm and 0.95 mm, f_y equal to 340 MPa and 390 MPa, respectively f_{cm} is the mean value of the compressive strength of the concrete; a is the depth of the concrete block in compression; N_{at} is the tensile normal force in the steel sheeting; N_c is the compressive normal force in the concrete flange; N_{ac} is the compressive normal force in the steel sheeting. In Figure 8(c), y is the lever arm in the typical module of the composite slab; N_a is

the difference between N_{at} and N_{ac} corresponding to a portion of the tensile normal force in the steel sheeting.

The bending resistance, M_{Rp} , is given by the following equation:

$$M_{Rp} = N_c y + M_{pr} \tag{1}$$

where M_{pr} is the reduced plastic resistance moment of the profiled steel sheeting (see Figure 8(d)), as given by Eq. (2). This reduction is due to the presence of the tensile normal force in the steel sheeting, N_a equal to N_c .

$$M_{pr} = 1.25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_c}{A_{F,ef} f_y} \right) \leq M_{pa} \tag{2}$$

where M_{pa} is the design value of the plastic resistance moment of the effective cross-section of the profiled steel sheeting, and $A_{F,ef}$ is the effective cross-sectional area of the profiled steel sheeting.

The depth of the concrete block in compression, a , is given by:

$$a = \frac{N_c}{b f_{cm}} \leq t_c \tag{3}$$

The lever arm, y , may be determined with the following expression:

$$y = h_t - 0.5a - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{F,ef} f_y} \tag{4}$$

4.2 Determination of longitudinal shear resistance considering the friction at the supports

Studies conducted by Veljovic' [13], Tenhovuori [14], Calixto and Lavall [15], Melo [9] and Souza Neto [16] have demonstrated that in models with shear span relatively short, the influence of the friction at the supports is relevant in the determination of the longitudinal shear resistance, whereas for models with long shear span, that effect is reduced.

The friction force, F_f , is caused by the vertical reaction at the support and appears concentrated at the interface of the steel sheeting with the concrete, as illustrated in Figure 9. This effect may be considered, according to Bode and Minas [17] and other researchers, proportional to the reaction of support, V_{ut} :

$$F_f = \mu V_{ut} \tag{5}$$

where μ is the friction coefficient.

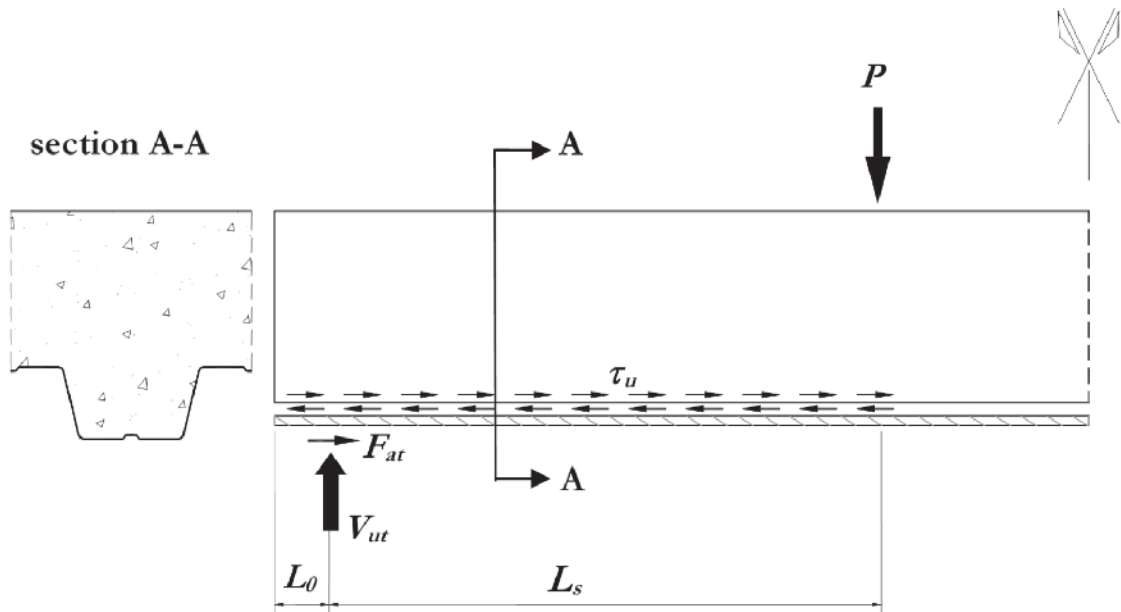


Figure 9
Friction force in the region of support at the interface of composite slab

4.3 Degree of shear connection

To determine the longitudinal shear strength, the partial interaction diagram of each specimen, as illustrated in Figure 10, showing relationship between the resistance to bending moment and the degree of shear connection of the composite slab, should be

determined using the measured dimensions and strengths of the concrete and the steel sheet.

From the maximum applied loads, the bending moment (M_{test}), at the cross-section under the point load, due to the applied load, dead weight of the slab and spreader beams, should be determined and then divided by the bending moment resistance of the slab consider-

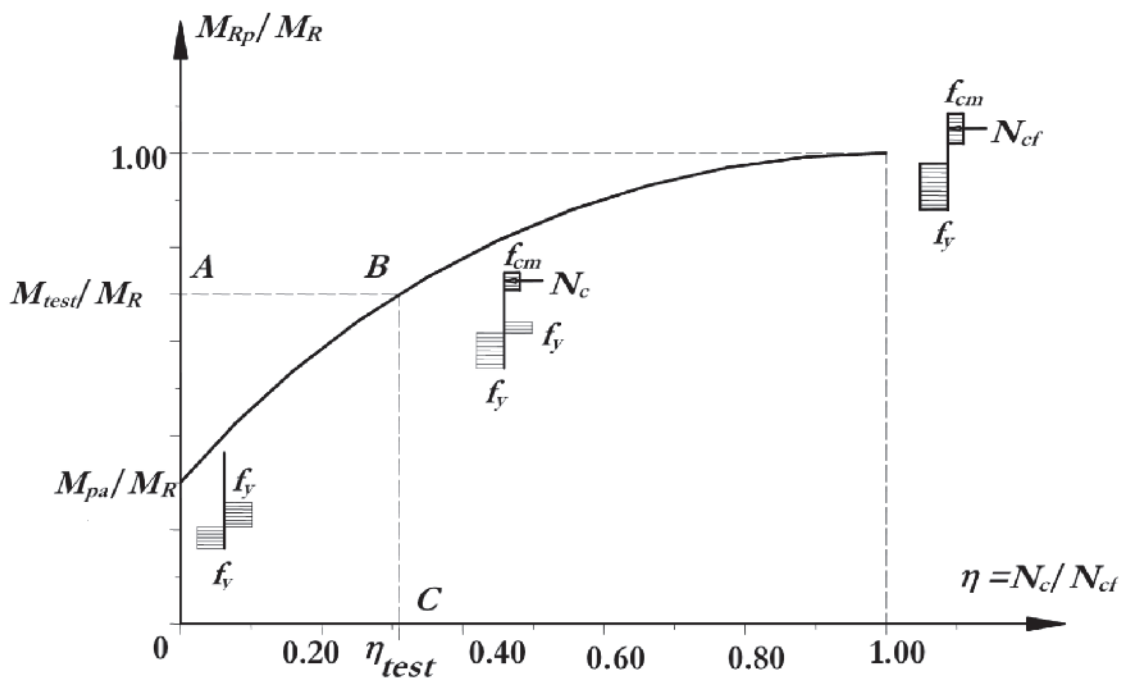


Figure 10
Determination of the degree of shear connection from M test

ing the full connection, M_R . The path $A \Rightarrow B \Rightarrow C$ in Figure 10 gives the degree of shear connection, η_{test} , given by the ratio between N_c and N_{cf} for each specimen, where N_{cf} is the value of the compressive normal force in the concrete with full shear connection.

After determining the value of η_{test} , the compressive normal force in the concrete, N_c , is given by the following equation:

$$N_c = \eta_{test} N_{cf} \quad (6)$$

On the other hand, the degree of shear connection (η) can be determined analytically by equating the M_{test} given by Eq. (7), with the nominal moment resistance (M_{Rp}) given by Eq. (1). Thus, we obtain the following equation:

$$M_{test} = V_{ut} L_s - \frac{pp_{slab} L_s^2}{2} \quad (7)$$

$$M_{test} = M_{Rp} = N_c y + M_{pr} \quad (8)$$

The parameters N_c , y and M_{pr} are given by the Eq. (6), (4) and (2), respectively. With the aid of Eq. (3) and replacements into Eq. (8), we obtain the following equation:

$$M_{test} = \eta N_{cf} \left[h_t - \frac{0.5 \eta N_{cf}}{b f_{cm}} - e_p + (e_p - e) \frac{\eta N_{cf}}{N_{pa}} \right] + 1.25 M_{pa} \left(1 - \frac{\eta N_{cf}}{N_{pa}} \right) \quad (9)$$

Developing Eq. (9) in the context of the two equations derived from Eq. (2) and knowing that N_{cf} equal to N_{pa} [Eq. (10)], we obtain Eq. (11):

$$N_{pa} = A_{F,ef} f_y \quad (10)$$

For $\eta \geq 0.20$,

$$M_{test} = \eta^2 N_{cf}^2 \left(\frac{e_p - e}{N_{pa}} - \frac{0.5}{b f_{cm}} \right) + \eta N_{cf} \left(h_t - e_p - \frac{1.25 M_{pa}}{N_{pa}} \right) + 1.25 M_{pa} \quad (11)$$

Eq. (11) is a quadratic equation, having the degree of shear connection (η) as unknown. This equation can be written as follows:

$$i\eta^2 + j\eta + k = 0 \quad (12)$$

where

$$i = N_{cf}^2 \left(\frac{e_p - e}{N_{pa}} - \frac{0.5}{b f_{cm}} \right) \quad (13)$$

$$j = N_{cf} \left(h_t - e_p - \frac{1.25 M_{pa}}{N_{pa}} \right) \quad (14)$$

$$k = 1.25 M_{pa} - M_{test} \quad (15)$$

For $\eta < 0.20$,

$$M_{test} = \eta^2 N_{cf}^2 \left(\frac{e_p - e}{N_{pa}} - \frac{0.5}{b f_{cm}} \right) + \eta N_{cf} (h_t - e_p) + M_{pa} \quad (16)$$

Eq. (16) is also a quadratic equation in η . Thus, Eq. (12) is used again where the constants are:

$$j = N_{cf} (h_t - e_p) \quad (17)$$

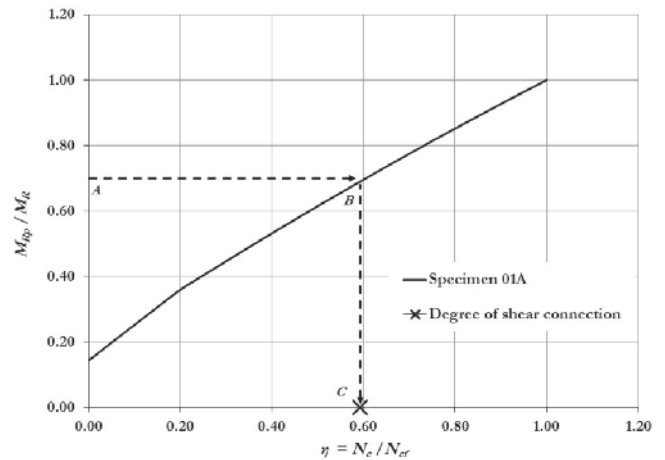


Figure 11
Partial interaction diagram and degree of shear connection η test

$$k = M_{pa} - M_{test} \quad (18)$$

The constant i is calculated by Eq. (13).

The positive root of η , smaller than 1.0, which satisfies Eq. (12), is the searched value of the degree of shear connection (η_{test}). This value should be calculated for each specimen of composite slab. Figure 11 shows the partial interaction diagram and the degree of shear connection (η_{test}) for the specimen 01A, using the analytical expressions.

4.4 Longitudinal shear strength

The value of the longitudinal shear strength of a composite slab, τ_u , considering the friction of support for each specimen is assumed uniform along the length ($L_s + L_o$), and its value is determined using the width of slab (b), using the following equation:

$$\tau_u = \frac{N_c - \mu V_{ut}}{b(L_s + L_o)} \quad (19)$$

where V_{ut} is the support reaction under the ultimate load test, and L_o is the length of overhang ($L_o = 50$ mm).

The characteristic value of longitudinal shear strength, $\tau_{u,Rk}$, should be calculated as the 5% fractile using an appropriate statistical model, in accordance with EUROCODE 0 [18], Annex D. In this work t -distribution was adopted:

$$\tau_{u,Rk} = \tau_{u,m} - t s \quad (20)$$

where $\tau_{u,m}$ is the mean value of the longitudinal shear strength of a composite slab determined from testing; t is the reliability coefficient of t -distribution; s is the standard deviation of the longitudinal shear strength.

In Table 3, the characteristic values of the longitudinal shear strength ($\tau_{u,Rk}$) are determined according to Eq. (20).

In this table, the following are shown: the degree of shear connection of each specimen tested (η_{test}); the value of the compressive normal force in the concrete (N_c), given by Eq. (6), where the values of N_{cf} were calculated by the Eq. (10); the friction coefficient μ

Table 3

Determination of the characteristic value of longitudinal shear strength (τ_u, R_k)

| Specimens | η_{test} | N_c (N) | μ | V_{ut} (N) | τ_u (MPa) | $\tau_{u,m}$ (MPa) | s | $\tau_{u,Rk}$ (MPa) |
|-----------|---------------|-----------|-------|--------------|----------------|--------------------|--------|---------------------|
| 01A | 0.592 | 183474 | 0.50 | 20109 | 0.2383 | 0.2407 | 0.0177 | 0.2050 |
| 01B | 0.619 | 191904 | | 20873 | 0.2503 | | | |
| 01C | 0.604 | 187237 | | 20385 | 0.2430 | | | |
| 02A | 0.357 | 110716 | | 33405 | 0.2179 | | | |
| 02B | 0.344 | 106713 | | 32959 | 0.2100 | | | |
| 02C | 0.396 | 122687 | | 36534 | 0.2434 | | | |
| 03A | 0.528 | 224689 | | 23864 | 0.2910 | 0.2696 | 0.0214 | 0.2265 |
| 03B | 0.488 | 207877 | | 23975 | 0.2677 | | | |
| 03C | 0.456 | 194042 | | 22399 | 0.2507 | | | |
| 04A | 0.298 | 126809 | | 39066 | 0.2485 | | | |
| 04B | 0.322 | 137110 | | 40511 | 0.2715 | | | |
| 04C | 0.355 | 151122 | | 43586 | 0.3015 | | | |

equal to 0.50, adopted in accordance with EUROCODE 4 [4]; the support reactions (V_{ut}) obtained in the tests; the longitudinal shear strength (τ_u) for each specimen given by Eq. (19); $\tau_{u,m}$ for each thickness of the decking and the standard deviation (s). A reliability coefficient of *t*-distribution $t_{0.95}$ equal to 2.015 was adopted.

The design value of the longitudinal shear strength of a composite slab, $\tau_{u,Rd}$, is given by the following equation:

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{sl}} \tag{21}$$

where γ_{sl} is the partial factor for design shear resistance of a composite slab.

4.5 Partial factor design shear resistance

The EUROCODE 4 [4] recommends that the initial slip load (V_{des}) in tests should be greater than 1.2 times the design service load (V_s), as shown in Eq. (22).

$$V_{des} \geq 1.2V_s \tag{22}$$

The design service load can be calculated by the following equation:

$$V_s \geq \frac{V_{l,R}}{\gamma_{sl} \gamma_c} \tag{23}$$

where $V_{l,R}$ is the nominal value of the resistance to shear, and γ_c is the partial factor for concrete taken as equal to 1.4.

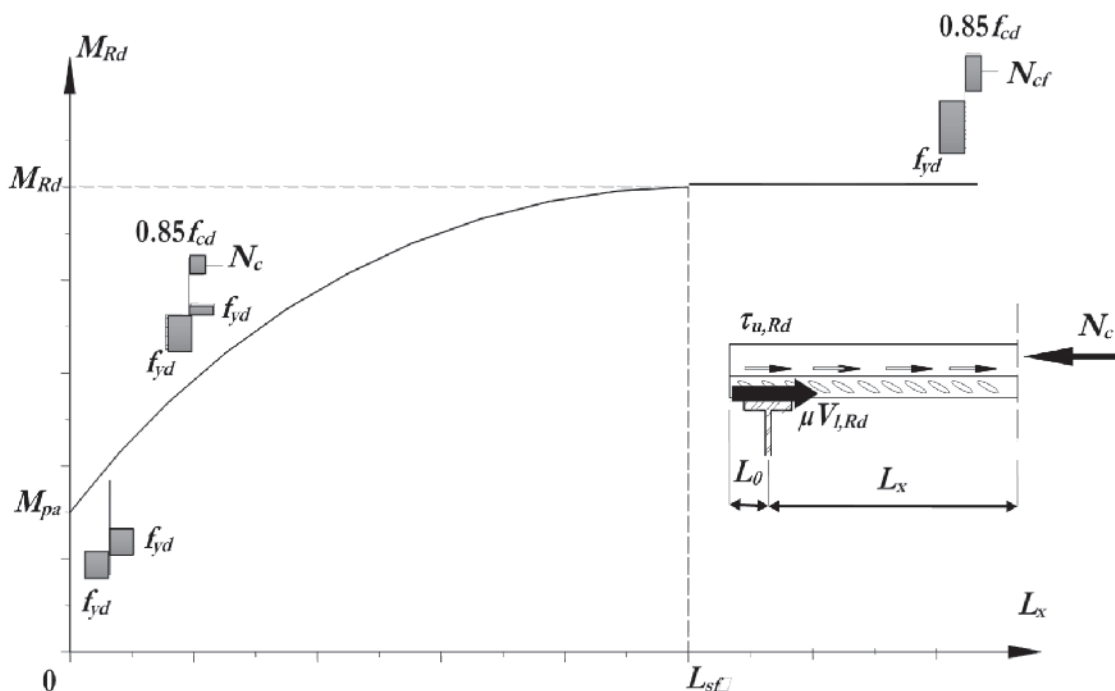


Figure 12
Design partial interaction diagram

Substituting Eq. (23) in Eq. (22) we obtain the following equation:

$$\gamma_{sl} \geq \frac{1.2 V_{l,R}}{\gamma_c V_{des}} \tag{24}$$

The value of γ_{sl} determined for this composite slabs system, considering influence of friction at the supports, was equal to 1.60.

4.6 Verification of the longitudinal shear resistance

The verification of the longitudinal shear resistance is conducted through the partial interaction diagram, as shown in Figure 12.

After the determination of the design value of longitudinal shear strength and the support reaction for each specimen, the force transferred to the concrete, N_c , in any section distant (L_x) from the end can be determined by Eq. (25).

$$N_c = b \tau_{u,Rd} L_x + \mu V_{l,Rd} \tag{25}$$

Substituting the value of N_c in Eqs. (1) to (4) and using design values, determine the design partial interaction diagram, M_{Rd} versus L_x , where M_{Rd} is the design value of the resistance moment of a composite section.

The length L_{sf} is given by the following equation:

$$L_{sf} = \frac{N_{cf} - \mu V_{l,Rd}}{b \tau_{u,Rd}} \tag{26}$$

The verification procedure is illustrated in Figure 13 for two slabs with different types of loading and spans.

For $L_x \geq L_{sf}$, the shear connection is full, so the bending resistance (flexural failure) is critical. If $L_x < L_{sf}$, the shear connection is partial, so the longitudinal shear resistance is critical. At any cross-section, the design bending moment M_{Sd} should not exceed the design resistance M_{Rd} .

4.7 Comparative analysis

Figures 14 and 15 show the results of the nominal shear resistance obtained in the tests and the characteristic shear resistance obtained by the PSC method with friction and without friction, as studied by Costa [19].

Analyzing Figures 14 and 15, it can be observed that the results obtained for the resistances by the PSC method, with and without friction, are below the test values. For the thickness of 0.8 mm, in both cases a maximum reduction of 9% occurred in relation to the test results. For the thickness of 0.95 mm, maximum reductions of 5% and 13% occurred, respectively, with and without friction. These results indicate safe values and consistent with the statistical model presented in section 4.4.

It can also be observed that, for short shear spans, the results of the PSC method, which explicitly consider the influence of friction, presented values of 5.7% and 10.5% higher than the results obtained without friction, for thicknesses of 0.80 mm and 0.95mm, respectively, indicating the importance of this influence. For long shear spans, the results obtained with and without friction were practically the same for both thicknesses, indicating the small influence of the friction. Therefore, it can be concluded that the influence of the friction is significant for determining the longitudinal shear strength of composite slabs.

5. Example

Using the steel sheeting Deck-60 for a composite slab with width (b) of one meter, it will be determine the characteristic value of the maximum superimposed load that can be applied on the

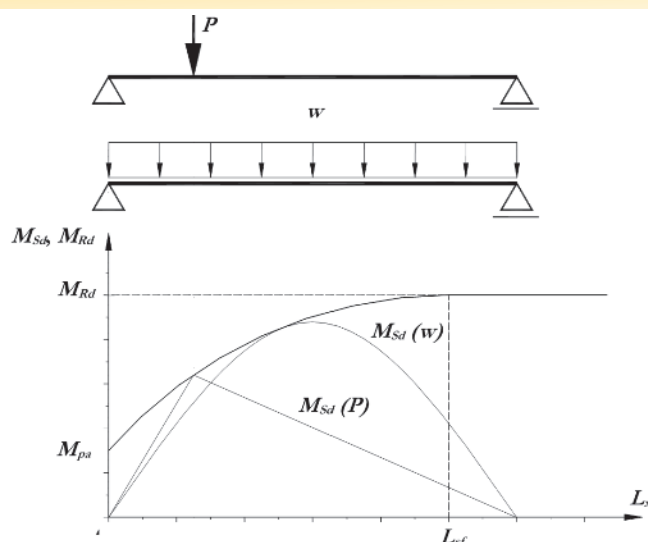


Figure 13 Verification procedure

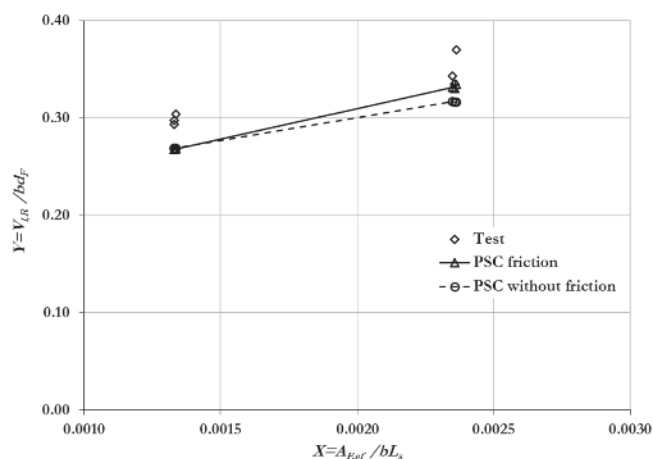


Figure 14 Characteristic shear resistance of specimens of the groups 01 and 02 ($t = 0.80$ mm)

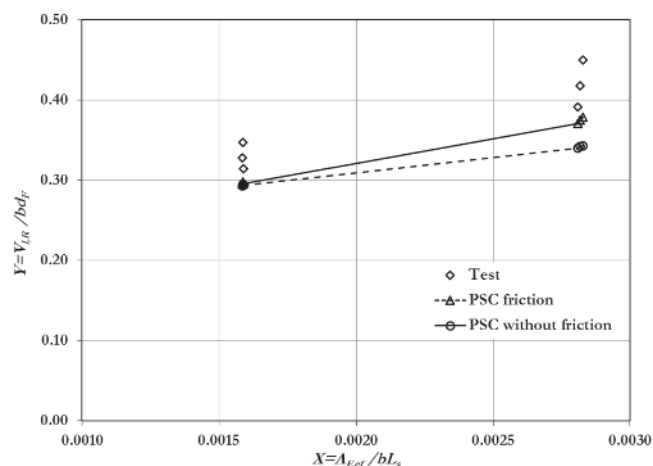


Figure 15 Characteristic shear resistance of specimens of the groups 03 and 04 ($t = 0.95$ mm)

composite slab considering the longitudinal shear strength, both with friction and without friction, from Eq. (1). Three distinct cases of loading as shown in Figures 16, 17 and 18, will be analysed:

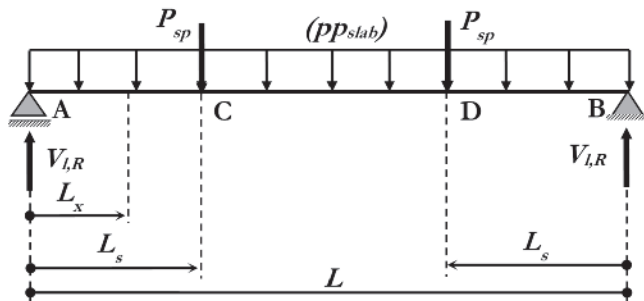


Figure 16
Two concentrated loads

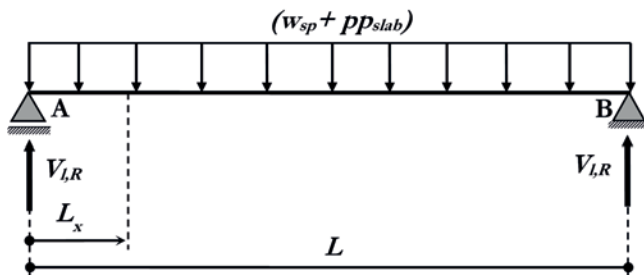


Figure 17
Uniformly distributed load

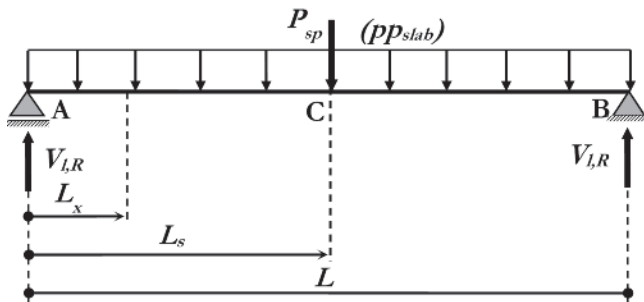


Figure 18
One concentrated load

- a) two concentrated loads (P_{sp}) applied in line equidistant from the supports, with the shear span $L_s = 450 \text{ mm}$;
- b) uniformly distributed load (w_{sp});
- c) one concentrated load (P_{sp}) applied in line in the mid-span.

where w_{sp} is the characteristic value of the maximum superimposed distributed load. P_{sp} is the characteristic value of the maximum superimposed concentrated load. $V_{L,R}$ is the characteristic value of the longitudinal shear resistance, and pp_{slab} is the dead load of the composite slab.

The following are the data of the composite slab (see Figures 2 and 8):

- Length of the slab, $L = 2500 \text{ mm}$;
- Width of the slab, $b = 1000 \text{ mm}$;
- Nominal thickness of the sheet, $t = 0.80 \text{ mm}$;
- Depth of the sheet, $h_F = 60 \text{ mm}$;
- Effective area of the sheet, $A_{F,ef} = 1060.47 \text{ mm}^2/\text{m}$;
- Nominal value of the yield strength of structural steel, $f_y = 280 \text{ N/mm}^2$;
- Modulus of elasticity of steel, $E_a = 200000 \text{ N/mm}^2$;
- Overall depth of the slab, $h_t = 140 \text{ mm}$;
- Distance from the centroidal axis of profiled steel sheeting to top of composite slab, $d_F = 110 \text{ mm}$;
- Distance from centroidal axis of profiled steel sheeting to bottom of steel deck; $e = 30 \text{ mm}$;
- Distance from neutral-plastic axis of the profiled steel sheeting to bottom of steel deck, $e_p = 30 \text{ mm}$;
- Dead load of composite slab, $pp_{slab} = 0.00276 \text{ N/mm}^2$;
- Characteristic compressive strength of concrete, $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$;
- Modulus of elasticity of concrete, $E_c = 21287 \text{ N/mm}^2$;
- Characteristic value of longitudinal shear strength of a composite slab, $\tau_{u,Rk}$ (without friction) = 0.2283 N/mm^2 , $\tau_{u,Rk}$ (friction) = 0.2050 N/mm^2 .

Table 4 presents the results of the characteristic maximum superimposed loads obtained by PSC method, with friction and without friction.

The case (a) of two applied concentrated loads corresponds to the test conditions of specimen 02A, according to Table 1, whose maximum test load is equal to 32.67 kN for L equal to 1000 mm. The result with friction presented in Table 4 for this case is below the test value in 12.5%, indicating the consistency of the method, as shown in Figure 14.

In all cases shown in Table 4 an increase in longitudinal shear resistance was observed when considering the influence of the

Table 4
Results obtained by the PSC method

| Load cases | Maximum loads | Method | | Comparison (PSC** - PSC*) PSC** (%) |
|------------------------|-------------------------------|--------|-------|--|
| | | PSC* | PSC** | |
| Two concentrated loads | P_{sp} (kN) | 24.34 | 28.57 | 14.80 |
| Distributed load | w_{sp} (kN/m ²) | 25.35 | 27.19 | 6.77 |
| One concentrated load | P_{sp} (kN) | 39.44 | 41.00 | 3.80 |

* Without friction - ** Friction.

friction, as expected. It is also verified that this increase is greater the smaller the shear span (L_s) considered, indicating the consistency of the PSC method.

Figure 19 shows the nominal resistance moment curve (M_R) obtained through the partial interaction diagram according to the procedure presented in section 4.6 and the applied nominal bending moment curve (M_S) for two concentrated loads. These curves illustrate the procedure for checking the shear strength of a composite slab. In this case the applied bending moment curve, M_S , is tangential to the nominal resistance moment curve, MR, indicating a safe solution, where $M_S \leq M_R$. The point at which M_S and M_R are equal correspond to the value of the shear span, L_{sf} , that is smaller than the length L_{sf} . The length L_{sf} defines the value from which the shear connection is complete and the failure occurs by bending. Therefore, it was concluded that, in this case, the shear connection is partial, indicating that the longitudinal shear resistance is critical.

6. Conclusion

The partial shear connection method (PSC) is an alternative for the “m-k” method for checking the longitudinal shear resistance, allowing the theoretical evaluation of the contribution of the friction of the region at the support and of end anchorage in the longitudinal shear resistance. Tests were conducted at the Structural Engineering Laboratory of Federal University of Minas Gerais (UFMG) on 12 specimens of composite slabs varying shear spans and thickness of decking with embossments in a “V” shape. Deflections, end slips and steel strains were measured, allowing the analysis of the behavior of the composite slab system and the determination of its failure mode by shear bond.

These analyses were evaluated through the PSC method, taking into account the influence of the friction of the region of support in the longitudinal shear resistance, according to EUROCODE 4 [4]. The EUROCODE 4 [4] recommends a partial factor for design shear resistance (γ_{sf}) equal to 1.25 for both methods, “m-k” and PSC. However, it is recommended that for the calculation of the deflections, generally no account need be taken of end slip if the initial slip load in tests exceeds 1.2 times the design service load. Therefore, the value of γ_{sf} obtained for this composite slab system, considering influence of friction at the supports, was determined to be equal to 1.60 through the PSC method.

The analysis showed that the PSC method, considering the influence of the friction in the support, leads to consistent results in relation to the tests and in the determination of the longitudinal shear resistance. It was also concluded that the influence of the friction in the support is significant for the determination of the longitudinal shear strength of composite slabs, the smaller the shear span, L_s . The example presented using the expressions and calculations from the PSC method, incorporating the friction demonstrated the efficiency of the method in the evaluation of the longitudinal shear resistance.

7. Acknowledgments

The authors are grateful to the CAPES - Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel and CNPq – Brazilian National Council for Scientific and Technological Development, for their support to carry out this research.

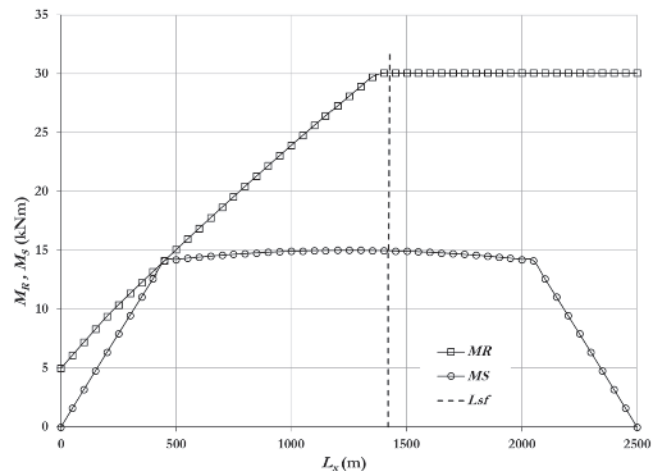


Figure 19

Curves of nominal resistance moment, M_R , and of applied nominal bending moment, M_S , for the verification of the longitudinal shear resistance of two concentrated loads

8. References

- [1] VELJKOVIC, M. Behaviour and Resistance of Composite Slabs. Experiments and Finite Element Analysis. Doctoral Thesis - Luleå University of Technology, Tuleå, Swedish, 1996.
- [2] SCHUSTER R.M. Strength and behaviour of the P-2430 - 12HB, composite slab system (normal weight concrete). Department of civil engineering, university of waterloo. Report no. WRI 110-12-02. Canada; 1984.
- [3] ANSI/ASCE 3-91. Standard for the structural design of composite slabs, American society of civil engineers, 1992.
- [4] EN 1994-1-1. Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1, General rules and rules for building, CEN - European Committee for Standardization, 2004.
- [5] CSSBI S2. Criteria for the testing of composite slabs. Canadian sheet steel building institute. Willodale, revised. Ontario. Canada, 2008.
- [6] JOHNSON R.P. and Shepherd A.J. Resistance to longitudinal shear of composite slabs with longitudinal reinforcement. Journal of Constructional Steel Research; 82: 190-194, 2013.
- [7] WRIGHT H.D, EVANS H.R, HARDING P.W. The use of profiled steel sheeting in floor construction. Journal of Constructional Steel Research; 7: 279–95, 1987.
- [8] TENHOVUORI A.I and LESKELA M.V. Longitudinal shear resistance of composite slab. Journal of Constructional Steel Research; 46(1–3):228, 1998.
- [9] MELO C.B.F. Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas. Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em engenharia de estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. Brasil; 141p. 1999.
- [10] MARIMUTHU V., SEETHARAMAN S., JAYACHANDRAN S.A., CHELLAPPAN A., BANDYOPADHYAY T.K. and DUT-

- TA D. Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic (m-k) values of the embossed profile sheet. *Journal of Constructional Steel Research*; 63:791-803, 2007.
- [11] CIFUENTES H and MEDINA F. Experimental study on shear bond behavior of composite slabs according to Eurocode 4. *Journal of Constructional Steel Research*; 82: 99-110, 2013.
- [12] JOHNSON R.P. Composite structures of steel and concrete - beams, slabs, columns and frames for buildings. Blackwell Scientific Publications. Vol. 01, 2^a ed. Oxford, 1984.
- [13] VELJKOVIC' M. Development of a New Sheeting Profile for Composite Floor. Experimental Study and Interpretation - Research Report, Division of Steel Structures, Luleå University of Technology, Tuleå, Swedish, 1993.
- [14] TENHOVUORI A. Parameters and definitions for classifying the behaviour of composite slabs. Composite Construction in Steel and Concrete III. Proceedings of an engineering foundation conference. ASCE - American Society of Civil Engineers. New York, 1996.
- [15] CALIXTO J.M. and Lavall A.C. Behavior and strength of composite slabs with ribbed decking. *Journal of Constructional Steel Research*; 46(1-3):211-2, 1998.
- [16] SOUZA NETO A.S. Análise do comportamento e da resistência de um sistema de lajes mistas com ancoragem de extremidade com considerações sobre a fôrma de aço isolada e o atrito nos apoios. Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em engenharia de estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. Brasil, 2001.
- [17] BODE, H. and Minas, F. Composite Slabs with and without end Anchorage under Static and Dynamic Loading. Composite Construction – Conventional and Innovative, IABSE Conference Report, pp. 265-270, 1997.
- [18] EN 1990. Basic Structural Design. CEN - European Committee for Standardization, 2002.
- [19] COSTA R.S. Análise de um sistema de lajes mistas considerando a influência do atrito dos apoios e a avaliação do momento de inércia efetivo. Dissertação de Mestrado. Programa de pós-graduação em engenharia de estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. Brasil. 193p. 2009.

Evaluation of a proposed model for concrete at mesoscopic scale

Avaliação de uma proposta de modelagem do concreto na meso-escala

D. C. BORGES^a
danniloc@gmail.com

W. M. G. QUARESMA^a
wanessa.m.godoi@gmail.com

G. R. FERNANDES^b
gabrielar.fernandes@ufg.br

J. J. C. PITUBA^b
julio_pituba@ufg.br

Abstract

This work deals with numerical modeling of mechanical behavior in quasi-brittle materials, such as concrete. For this propose, a two-dimensional meso-scale model based on RVE existence is presented. The material is considered as a three-phase material consisting of interface zone (ITZ), matrix and inclusions – each constituent modeled by an independent constitutive model. The Representative Volume Element (RVE) consists of inclusions idealized as circular shapes symmetrically and non-symmetrically placed into the specimen. The interface zone is modeled by means of cohesive contact finite elements. The inclusion is modeled as linear elastic and matrix region is considered as elastoplastic material. Our main goal here is to show a computational homogenization-based approach as an alternative to complex macroscopic constitutive models for the mechanical behavior of the brittle materials using a finite element procedure within a purely kinematical multi-scale framework. Besides, the fundamental importance of the representing dissipative phenomena in the interface zone to model the complex microstructural responses of materials like concrete is focused in this work. A set of numerical examples, involving the microcracking processes, is provided in order to illustrate the performance of the proposed modeling.

Keywords: homogenization, quasi-brittle materials, cohesive contact finite element, concrete, plasticity.

Resumo

Este trabalho trata da modelagem numérica do comportamento mecânico em materiais quase-frágeis, tal como o concreto. Para este fim, um modelo 2D de escala mesoscópica baseado no conceito de Elemento de Volume Representativo (EVR) é apresentado. O material é considerado como composto por três fases consistindo de zona de interface, matriz e inclusões, onde cada constituinte é modelado independentemente. O EVR consiste de inclusões idealizadas como de forma circular dispostas de maneira simétrica e não simétrica. A zona de interface é modelada por meio de elementos finitos coesivos de contato. A inclusão é modelada como sendo um material elástico linear, já a matriz é considerada como material elastoplástico. Nosso principal objetivo é mostrar que uma formulação baseada na homogeneização computacional é uma alternativa aos modelos constitutivos macroscópicos complexos para o comportamento mecânico de matérias frágeis usando um procedimento baseado no Método dos Elementos Finitos no âmbito de uma teoria multi-escala. Além disso, o trabalho foca na fundamental importância em representar os fenômenos dissipativos na Zona de Transição para obter uma resposta microestrutural de um material complexo como o concreto. Uma série de exemplos envolvendo processos de microfissuração é apresentada de modo a ilustrar o desempenho da modelagem proposta.

Palavras-chave: homogeneização, materiais quase-frágeis, elemento finito coesivo, concreto, plasticidade

^a Federal University of Goiás, Civil Engineering School, Goiânia, GO, Brasil;

^b Federal University of Goiás, Engineering School, Department of Civil Engineering, Laboratory of Computational Modeling, Catalão, GO, Brasil.

1. Introduction

Recently, different composite materials have been used in Structural Engineering, as example the concrete. These materials are made by two or more different materials in order to create new materials or to improve the mechanical behavior of well known materials.

In general, as the concrete is a composite material, it presents a very complex mechanical behavior, which is very difficult to be modeled (see Pituba and Fernandes [1], Brancherie and Ibrahimbegovic [2], Zhu et al. [3] and others). Initially, the constitutive theories called as phenomenological could represent satisfactorily the mechanical behavior of such materials, as example the Continuous Damage Mechanics that can provide sophisticated constitutive models to simulate the mechanical behavior of heterogeneous materials, as the concrete, presenting satisfactory results (see Pituba et al. [4], Pereira Jr et al. [5], Pituba [6]). But in order to better represent the mechanical behavior of such complex materials, these kind of constitutive models require a sophisticated formulation as well as a great number of parameters, sometimes difficult to identify. Then, in the last decades, theories that analyze the structure in different scales have been proposed, where the constitutive response of the material is obtained by analyzing the structure in different lengths and/or time. Therefore, the mechanical behavior of the material at micro-scale is connected to the structural behavior at macro-scale, leading to a more accurate behavior of the continuum, Péric et al. [7] and Miehe and Koch [8]. In this context, some works had been developed to model the mechanical behavior of the concrete (see Gitman [9], Wriggers and Moftah [10] and López et al. [11])

In summary, the elastic macroscopic response is modeled by a multi-scale constitutive theory based on homogenization techniques, where the stress and strain vectors for a particular point of the macro-continuum are defined as the volumetric average of their respective microscopic fields at the RVE (Representative Volume Element) related to that point of the macro-continuum. In this model, the micro-structure elastic response depends on the choice of kinematical restrictions imposed to the cinematically admissible displacements field of the RVE.

One of the main advantages of multi-scale modeling is that the physical phenomena can be better evaluated, as the properties of each material of the microstructure can be considered as well as the imperfections and voids and then take these informations to a bigger scale of observation. If the analysis is performed at macro level, the concrete behaves as a continuum material, but its micro-structure is composed by several materials, presenting different mechanical behaviors.

The phenomena treated by conventional theories, in fact is a macroscopic reflection of what happens at microstructure level. Thus, when analyzing heterogeneous materials, specially the concrete, more efficient constitutive models can be obtained if its microstructure is observed and a multi-scale modeling considered, where adopting simple constitutive models at the microstructure, complex phenomena can be reproduced at the macrostructure, Pituba and Souza Neto [12].

In this work only the mechanical behavior of the concrete at microstructure level is considered in order to validate qualitatively the proposed model. The presented formulation is proposed in

the context of the multi-scale analysis, where the RVE must be defined as well as homogenization techniques, according to the multi-scale formulation developed in Fernandes et al. [13] e Fernandes et al. [14] in which the Finite Element Method is used in the RVE modeling. In the proposed model the Fracture Mechanics as well as the Plasticity Theory have been considered to model the dissipative phenomena in the interface zone as well as inside the matrix taking into account the geometry and properties of the materials defined at the concrete microstructure. The proposed model is an alternative to the complex phenomenological constitutive models used to represent the behavior of heterogeneous quasi-brittle materials. In future work the proposed model will be coupled to a macro-continuum formulation in order to perform a full coupled multi-scale analysis.

In what follows a brief description of the proposed model for the concrete is presented in section 2, where the homogenization techniques, the constitutive models based on the Contact and Fracture Mechanics, the Mohr-Coulomb model adopted to represent the matrix behavior, as well as a contact-cohesive finite element used to model the interface zone have been discussed. In section 3 numerical examples are analyzed to show the potentialities and limitations of the proposed model. Finally, in section 4, final considerations have been discussed.

2. Proposed model for the concrete

The proposed formulation represents the mechanical behavior of a particular point of the macro-continuum, which can be an integration point of a finite element defined at the macro-structure, as example. By solving the macrostructure problem, this point is subjected to a strain vector which is imposed to its microstructure and then the stresses and constitutive tensor related to that point of the macro-continuum can be computed after solving the micro-structure problem. For that, the material microstructure is defined as RVE, whose dimensions are not important, but the distribution and proportionality of the materials composing the microstructure affect its behavior. Adopting concepts of volumetric average and of energy equivalence between the macro and micro-continuum, different values for the homogenized stresses and constitutive tensor can be obtained according to the multi-scale model adopted, which depends on the boundary conditions adopted for the RVE. Note that in this work, the material microstructure is analyzed in the context of multi-scale analysis, where different RVEs subjected to a strain vector have been analyzed, but a full coupled multi-scale analysis of a structure is not presented.

Therefore, to simulate the concrete mechanical behavior, a RVE is used to represent the meso-scale, whose discretization by the Finite Element Method is shown in Figure 1. The aggregates are considered approximately circular, where elastic triangular finite elements are defined, while the matrix can present elastoplastic behavior governed by the Mohr-Coulomb model. Besides, cohesive-contact elements are used to model the interface zone in order to simulate the opening and/or closure of fractures that occur mainly in this region leading to dissipative phenomena during the fracture process of the concrete microstructure. Therefore, in what follows the proposed model is used to simulate the mechanical behavior of the conventional concretes.

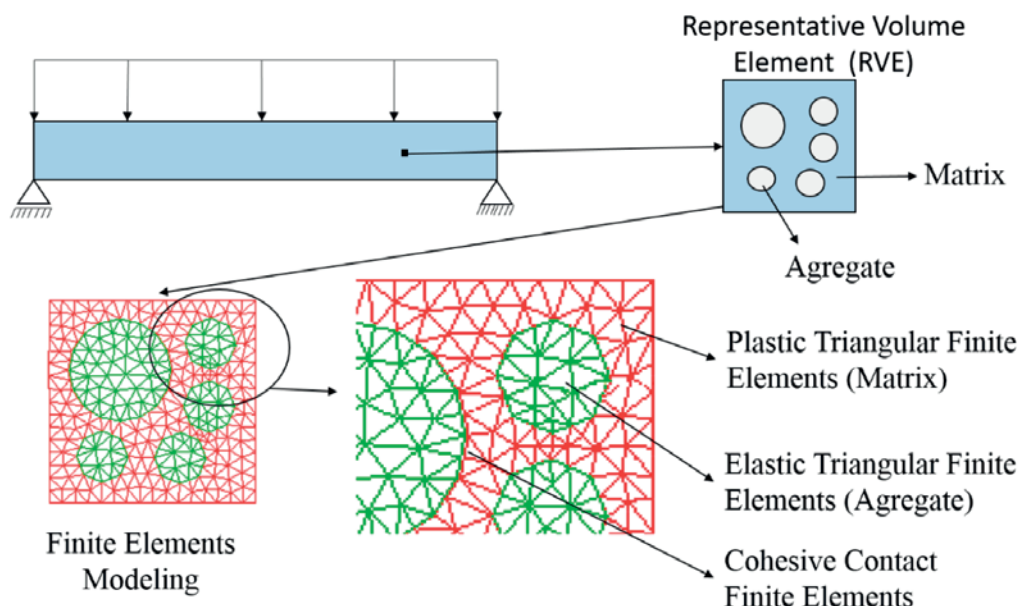


Figure 1
Multi-scale analysis scheme

2.1 Proposed formulation for meso-scale

The RVE is considered as a continuum medium, so that the stress concept is valid at micro-scale.. The macroscopic quantities for strain $\epsilon(x,t)$ and stress $\sigma(x,t)$ at a point x of the macro-continuum are defined as the volumetric average of their respective field $\epsilon_\mu = \epsilon_\mu(y,t)$ or $\sigma_\mu = \sigma_\mu(y,t)$ over the RVE, considering all points y of the RVE related to the point x . Thus, for an arbitrary instant t the following expressions are defined:

$$\epsilon(x, t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu} \epsilon_\mu(y, t) dV \tag{1}$$

$$\sigma(x, t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu} \sigma_\mu(y, t) dV \tag{2}$$

Equations (1) and (2) represent the macroscopic or homogenized values for strain and stress, as a microscopic field have been transformed into a macroscopic quantity by means of a homogenization technique. Besides, the microscopic stress can be written in terms of the microscopic strain, as follows:

$$\sigma_\mu(y, t) = f_y(\epsilon_\mu(y, t)) \tag{3}$$

where f_y is the constitutive functional, defined in this work by the Mohr-Coulomb model. Moreover, the microscopic strain ϵ_μ can be written in terms of the microscopic displacement filed u_μ of the RVE, as follows:

$$\epsilon_\mu(y, t) = \nabla^S u_\mu(y, t) \tag{4}$$

where ∇^S is the symmetric gradient operator of the displacement field u . Without loss of generality, the microscopic displacement filed u_μ can be defined as the sum of three parts:

$$u_\mu(y, t) = u(x, t) + \bar{u}_\mu(y, t) + \tilde{u}_\mu(y, t) \tag{5}$$

being the first one constant representing a rigid body motion coincident to the macroscopic displacement $u(x, t)$ related to the point x , the second one is obtained from the macroscopic strain ϵ as follows:

$$\bar{u}_\mu(y, t) = \epsilon(x, t)y \tag{6}$$

which varies linearly with the coordinate y , and a displacement fluctuation field $\tilde{u}_\mu(y, t)$. Thus, Equation (5) can be written as:

$$u_\mu(y, t) = \epsilon(x, t)y + \tilde{u}_\mu(y, t) \tag{7}$$

In Equation (7) the part ϵy varies linearly with y resulting from the multiplication of the macroscopic strain ϵ of the EVR, which is constant, by the coordinates of the point y . In the case of having uniform microscopic displacement ϵ_μ , the displacement fluctuation \tilde{u}_μ is null. In the RVE the following relations for the microscopic strain ϵ_μ and the microscopic strain fluctuation $\tilde{\epsilon}_\mu$ have to be satisfied:

$$\epsilon_\mu = \nabla^S u_\mu(y, t) \tag{8}$$

$$\tilde{\epsilon}_\mu = \nabla^S \tilde{u}_\mu(y, t) \tag{9}$$

Considering Equations (7) to (9) the microscopic strain can also be written as:

$$\epsilon_\mu(y, t) = \epsilon(x, t) + \tilde{\epsilon}_\mu(y, t) \tag{10}$$

After some manipulations (Fernandes et al. [13]), Equation (10) can be written in terms of velocity, where a microscopic strain velocity is cinematically admissible if:

$$\dot{\epsilon}_\mu(y, t) = \nabla^S \dot{u}_\mu = \dot{\epsilon}(x, t) + \dot{\epsilon}_\mu(y, t) \quad \forall \dot{u}_\mu \in v_\mu \tag{11}$$

where v_μ is the space of cinematically admissible displacements of the RVE. More details can be found in Fernandes et al. [13].

As already mentioned, the microscale is represented by the RVE, being the FEM the numerical method used to solve the RVE equilibrium problem. The RVE characteristics as its dimensions, elastic properties and constitutive models adopted for the materials are the same for all RVEs defined at macroscale. The RVE solution is obtained, i.e., the computation of displacements, internal forces, stress and constitutive tensors, for all finite elements, are obtained when the convergence of the equilibrium problem is achieved according to the adopted tolerance. But in order to solve the RVE equilibrium problem boundary conditions in terms of displacement fluctuations must be imposed to the RVE. Then, the numerical response can vary according to the boundary condition adopted. Thus, in what follows, the following topics will be discussed: RVE equilibrium problem, Hill-Mandel Principle, Stress homogenization, Boundary conditions imposed to the RVE, Homogenized Constitutive Tangent Tensor.

To simplify the model the inclusions domain Ω_μ^i and the matrix domain Ω_μ^m will be considered together as the solid domain Ω_μ^s . Neglecting the inertia forces and that the RVE is subjected to the body force $b = b(y, t)$ and to surface force field $t^e = t^e(y, t)$ acting along the boundary, the Principle of Virtual Displacements establishes that the RVE is in equilibrium if, and only if, the stress field σ_μ over Ω_μ satisfies the classic variational equation of the elasticity:

$$\int_{\Omega_\mu^s} \sigma_\mu(y, t) : \nabla^s \eta dV - \int_{\Omega_\mu^s} b(y, t) \cdot \eta dV + \int_{\Omega_\mu^v} \sigma_\mu(y, t) : \nabla^s \eta dV - \int_{\partial\Omega_\mu^v} b(y, t) \cdot \eta dV - \int_{\partial\Omega_\mu} t^e(y, t) \cdot \eta dA = 0 \quad \forall \eta \in v_\mu \quad (12)$$

The works of Hill and Mandel (Giusti et al. [15]) have established the Macro Homogeneity Principle which defines that the macroscopic stress power in a arbitrary point of the macrocontinuum must be equal to the volumetric average of the microscopic stress power over the RVE related to that point for any movement cinematically admissible of the RVE. (Giusti et al. [15]). Considering Equation (11), assuming $\tilde{u}_\mu = \eta$ and considering that the voids are in equilibrium, after some manipulations (see details in Fernandes et al. [13] and Fernandes et al. [14]), we can conclude that the Hill-Mandel principle is valid if, and only if, the following integrals are nulls:

$$\int_{\partial\Omega_\mu} t^e(y, t) \cdot \tilde{u}_\mu dA = 0 \quad \forall \tilde{u}_\mu \in v_\mu \quad (13)$$

$$\int_{\partial\Omega_\mu^s} b(y, t) \cdot \tilde{u}_\mu dV = 0 \quad \forall \tilde{u}_\mu \in v_\mu \quad (14)$$

Considering Equations (8) and (10) and writing σ_μ as $\sigma_\mu = f_y(\epsilon_\mu)$, where f_y is the constitutive functional, the following Equation in terms of displacement fluctuation can be obtained to represent the equilibrium problem of the solid part of the RVE:

$$\int_{\Omega_\mu^s} f_y(\epsilon(x, t) + \nabla^s \tilde{u}_\mu(y, t)) : \nabla^s \eta dV = 0 \quad \forall \eta \in v_\mu \quad (15)$$

Finally the formulation is completed by the appropriated choice of the space v_μ , with the choice of the kinematical restrictions to be imposed to the RVE. Thus, the microscopic equilibrium problem

consists of, given the macroscopic strain tensor ϵ , finding the field $\tilde{u}_\mu \in V_\mu$ such that for each instant t , the Equation (15) is satisfied. As η is an arbitrary field η , after the RVE domain discretization into finite elements, whose domain is referred as Ω_μ^h , the following incremental microscopic equilibrium equation must hold for a load increment in time $\Delta t_n = t_{n+1} - t_n$ and a domain discretization h , finding the displacement fluctuation $\tilde{u}_{\mu(n+1)} = \tilde{u}_{\mu(n)} + \Delta \tilde{u}_{\mu(n)}$:

$$G_h^{n+1} = \int_{\Omega_\mu^h} B^T f_y(\epsilon_{n+1} + B \tilde{u}_{\mu(n+1)}) dV = 0 \quad (16)$$

where B is the global matrix relating strain and displacement, Ω_μ^h is the RVE discretized domain. If the load increment is non-linear, Equation (16) is solved by applying the Newton-Raphson Method which consists of finding the fluctuation correction $\delta \tilde{u}_\mu^{i+1}$ for iteration $i+1$, such that:

$$F^i + K^i \delta \tilde{u}_\mu^{i+1} = 0 \quad (17)$$

where F is the force vector and K the tangent rigidity matrix of the RVE. After computing the correction $\delta \tilde{u}_\mu^{i+1}$ defined in Equation (17), the next step is to obtain the displacement fluctuation field to be considered at iteration $i+1$ given by: $\tilde{u}_\mu^{i+1} = \tilde{u}_\mu^i + \delta$.

The homogenized stress is computed from Equation (2), considering that the RVE is composed by voids and a solid part (matrix and aggregates) $\Omega_\mu = \Omega_\mu^s \cup \Omega_\mu^v$, resulting into:

$$\sigma = \sigma(x, t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu^s} \sigma_\mu(y, t) dV + \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu^v} \sigma_\mu(y, t) dV \quad (18)$$

The RVE equilibrium problem is completed with the choice of the kinematical restrictions to be imposed to the RVE, leading to different classes of multi-scale models and consequently to different numerical results (Peric et al. [7]). In this work only periodic displacement fluctuations is considered. For that, each RVE side Γ_i^+ whose normal direction is n_i^+ , must correspond to an equal side Γ_i^- with normal direction n_i^- , being $n_i^+ = -n_i^-$. Similarly, for each point y^+ defined on Γ_i^+ must exist a point y^- on the side Γ_i^- . To have periodic displacement fluctuation on the boundary, for every pair of points (y^+, y^-) the following relation must be verified:

$$\tilde{u}_\mu(y^+, t) = \tilde{u}_\mu(y^-, t) \quad \forall \{y^+, y^-\} \in \partial\Omega_\mu \quad (19)$$

2.2 Cohesive fracture model and plasticity

Pituba et al. [12] have proposed an extension of a cohesive fracture law presented in Cirak et al. [16] in order to deal with damage process leading to the complete failure of microstructures in ductile media. In general way, this model has been developed to represent the cracking process where traction is still possible to be transmitted between fracture lips. The proposed model describes the finite-deformation irreversible cohesive law. The cohesive free energy is given by:

$$\Phi = \Phi(\delta_n, \delta_s, q) \quad (20)$$

Where, δ_n is the normal opening displacement due to mode I ; δ_s is the sliding opening displacement due to mode II and q is the

internal variable that describes the inelastic processes related to decohesion.

It is possible to assume that the deformation due to sliding opening process is a scalar value independent of the direction of sliding on the cohesive surface, thus $\delta s = |\delta s|$, therefore the behavior has an isotropic characteristic and the cohesive law is written introducing an effective opening displacement expressed by:

$$\delta = \sqrt{\beta^2 \delta_s^2 + \delta_n^2} \tag{21}$$

The parameter β assumes different values (from 0 to 1) to the sliding and normal opening displacements given a weight ratio between the sliding and normal directions. On the other hand, the ϕ free energy potential depends of δ , and the cohesive law is expressed as:

$$\mathbf{t} = \frac{t}{\delta} (\beta^2 \delta_s + \delta_n \mathbf{n}) \tag{22}$$

Where, \mathbf{n} is the unit normal to the cohesive surface; δ_s is the sliding opening vector located on the cohesive surface, \mathbf{t} is the cohesive traction on the crack; t is a scalar effective traction.

On the other hand, the released cohesive energy in the microstructure of the material proposed in this work (Equation (20)) is given by:

$$\Phi = e \sigma_c \delta_c \left[1 - e^{-\left(1 + \frac{\delta}{\delta_c}\right)} \right] \tag{23}$$

Where the law for the scalar effective traction for the loading cases is obtained from Equation (23) as:

$$t = \frac{\partial \Phi}{\partial \delta} = \sigma_c e^{-\delta/\delta_c} \quad \text{if } \delta = \delta_{max} \text{ and } \dot{\delta} \geq 0 \tag{24}$$

For the scalar effective traction for the unloading cases is proposed a law considering an elastic behavior, i. e., without residual effective opening displacement as follows:

$$t = \frac{t_{max}}{\delta_{max}} \delta \quad \text{if } \delta < \delta_{max} \text{ or } \dot{\delta} < 0 \tag{25}$$

Where e is the e-number, σ_c is the maximum tension cohesive normal traction and δ_c is a characteristic opening displacement that indicates a critical opening. Thus, β , σ_c and δ_c are parameters of the cohesive model. Besides, $\dot{\delta}$ is the opening displacement rate. The effective stress versus effective opening displacement cohesive laws for loading and unloading cases are presented in Figure 2a and Figure 2b, respectively.

Accordingly to Ortiz and Pandolfi [17], there is a relation between the cohesive law and the critical energy released rate (G_c) for crack propagation in the microstructure in our case. Assuming the direction 1 as the direction on the fracture surface and towards to the its propagation, G_c can be written as:

$$G_c = \int_0^R t \cdot \delta_{,1} dx_1 \tag{26}$$

Where R is the cohesive zone length. The Equation (26) can also be defined as:

$$G_c = \int_0^\infty t \cdot \delta_{,1} dx_1 = \phi_\infty \tag{27}$$

For the cohesive law presented in this work, using Equation (24), the critical energy released rate is given by:

$$G_c = e \sigma_c \delta_c \tag{28}$$

Obviously, the G_c for conventional modeling is developed with phenomenological constitutive models applied on the homogenized macrocontinuum. In the present work, the concept of fracture energy is closely related to that which occurs in the ITZ of the microstructure at mesoscale level. When there are nucleation and growth processes of the microcracks, it may generate a localization process leading to a nucleation of fracture on the macrocontinuum. This process leads to a relation between fracture energies on macrocontinuum (homogenized material) and

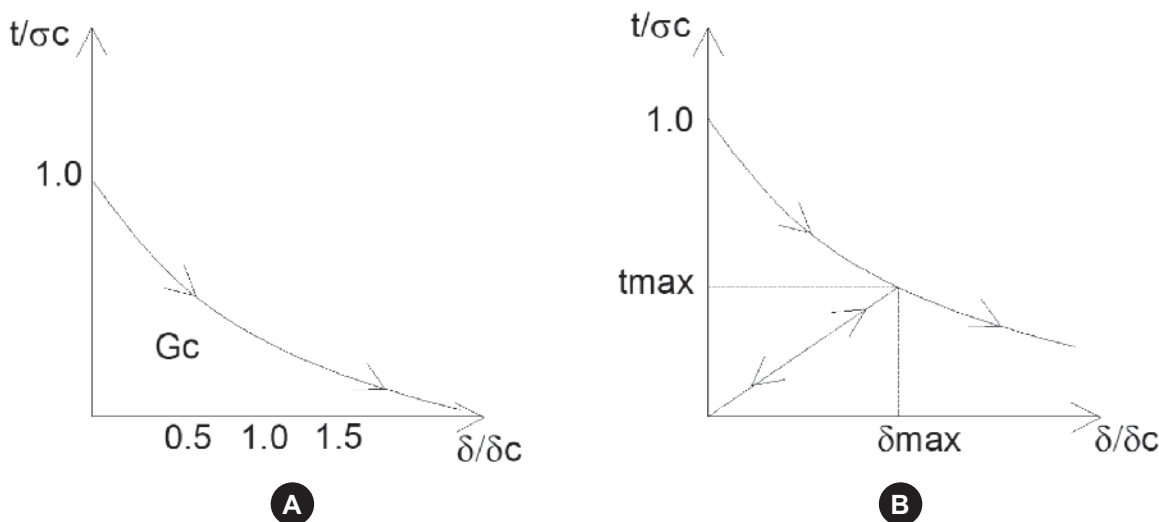


Figure 2
 Cohesive law written in terms of effective stress *versus* effective opening displacement:
 a) Loading case; b) Unloading case

on mesoscale of the material, as described in Oliver et al. [18]. Before the nucleation process, it is assumed the existence of stiffness between the lips of the future fracture situated between triangle finite elements. This stiffness is simulated by another parameter of the proposed model called penalty factor (λ_p). In a practical view, high values for this parameter are adopted in order to obtain a accurate approach. This procedure ensures that the future fracture be kept closed until the separation criterion is reached and, at the same time, guarantees the physical admissibility of the entire process. The penalty factor is, therefore, a stiffness imposed to the closing of the crack.

In general way, that strategy intends to create stiffness between the nodes of the embedded cohesive contact finite elements in the matrix zone in order not to allow penetration of the surfaces of the fracture. On the other hand, in tension regimes, this penalty factor effectively replaces the initial rigid part of the cohesive law for a linear response given by Equation (26). In order to detect the cohesive contact phenomenon, the concept of the opening displacement gap between the Gauss points of the cohesive contact finite element is adopted.

$$t = \lambda_p \delta \quad \text{if} \quad \lambda_p \delta \leq \sigma_c \tag{29}$$

The finite elements used in this work are composed of two surfaces which are coincident in the undeformed configuration of the RVE. The cohesive contact finite element is defined as an element with four nodes and its geometry is compatible with the two triangle finite elements used to model the matrix and aggregate zones. The formulation of the cohesive contact finite element is presented in Pituba and Souza Neto [12] and Pituba et al. [19].

On the other hand, to deal with plastic strains presented on the macrostructure of the concrete when the material is subjected mainly to compression stress, the well-know Mohr-Coulomb model is used to represent the mechanical behavior of the cement matrix. Therefore, this is another dissipative process to be modeled in the microstructure of the material together the possible microcracking nucleation that occurs mainly in the ITZ. In case of predominant tension regime, the proposed modeling evidences the microcracking process in the ITZ as the most important dissipative phenomenon, mainly in the ini-

tial loading stages. This phenomenon is simulated by the cohesive contact finite elements placed in the ITZ. Obviously, the microcracking process in the matrix zone that occurs in the softening regime of the macrostructure of the material is also important leading to the need of the insertion of cohesive contact finite elements in the matrix zone. However, this embedded finite elements can generates numerical instabilities, mainly in the peak stress regime. On the other hand, in predominant compression regimes, the yielding process of the matrix is understood as principal phenomenon in conjunction with the microcracking process in the ITZ.

The modeling of the microcracking process in the ITZ is fundamental to estimate the collapse of the concrete microstructure, mainly in predominant tension regimes. This assertion is based on results obtained by Pituba and Souza Neto [12], even considering elastic behavior for the matrix and aggregates, the fracture process in the ITZ modeled by cohesive contact finite elements together with the geometry of the aggregates have allowed the simulation of homogenized plastic macroscopic strains in unloading and reversal loadings situations, leading to the capture of the unilateral effect of the concrete.

The Mohr-Coulomb model as well as the contact and cohesive fracture model has been implemented on the computational code developed to analyze RVEs of heterogeneous materials submitted to a state of macroscopic strain. The macroscopic strain is divided in increments and imposed to the RVE and the stresses are corrected by the constitutive models. In case of Mohr-Coulomb model, with the stress values it is possible to update the yielding surface of the constitutive model. More details can be obtained in Souza Neto et al. [20].

On the other hand, the equations proposed are valid to the three-dimensional cases. For plane stress cases, Souza Neto et al. [20] suggests a strategy to approach to the stress plane case using constitutive equations of the plane stress state restraining the stresses in Gauss points of the finite element. As the stresses σ_{13} and σ_{23} are nulls, it is added σ_{33} in the computational implementation, where its value has to be zero, considering the direction 3 normal to the middle surface of the finite element. However, σ_{33} is related to the strain ϵ_{33} that depends of others stresses on the plane of the finite element. Thus, for a given initial elastic strain

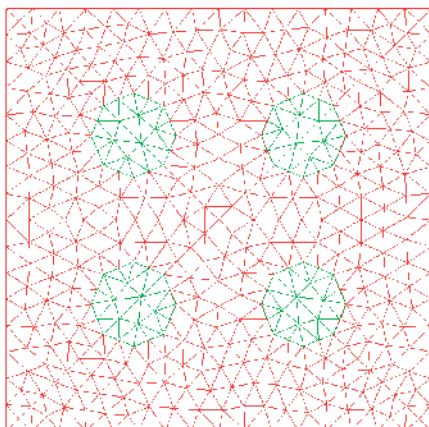


Figure 3
Representative volume element with 4 inclusions

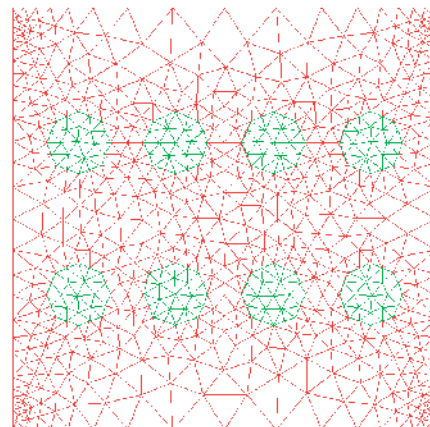


Figure 4
Representative volume element with 8 inclusions

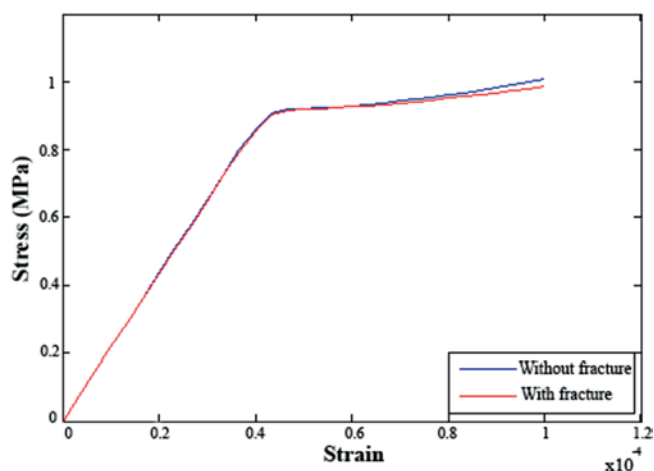


Figure 5

Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of the RVE with 4 inclusions

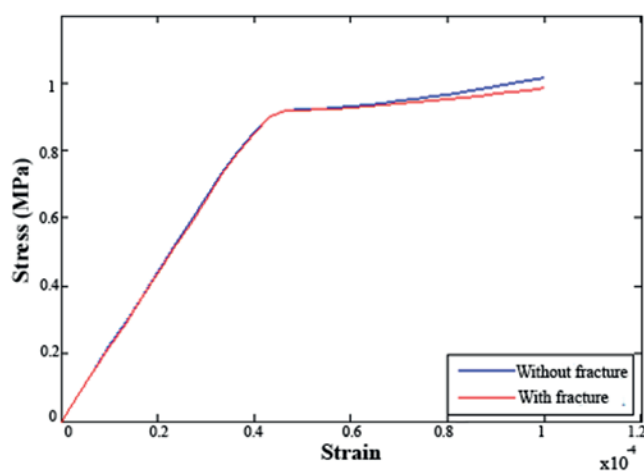


Figure 6

Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of the RVE with 8 inclusions

(ϵ_{θ})₃₃, an algorithm for the axisymmetric case of stresses is applied in order to obtain the value for σ_{33} . If the convergence of the process is achieved ($|\sigma_{33}| \leq \epsilon_{10}$), the updating of the stress is valid, otherwise it is necessary to update the strain (ϵ_{θ})₃₃. The correction procedure is performed using the Newton-Raphson algorithm and a self-consistent linearization of the problem leading to a convergence with quadratic rate for the numerical solution. This is a very interesting aspect because in multi-scale analyses the computational cost has a high value.

3. Results and discussions

In order to evaluate the application of the proposed formulation in quasi-brittle materials as concrete, some numerical simulations based on mechanical behavior of the microstructure of the concrete are performed. Initially, RVEs with dimensions $l \times l$ and thickness $l/10$ containing inclusions placed into a matrix are generated. Obviously, the inclusions (aggregates) and matrix have different mechanical properties evidencing the heterogeneous characteristic of the medium submitted to plane stress states. For the matrix zone, an elastoplastic behavior is assumed following the Mohr-Coulomb criterion with the parameter values given by, Assad et al. [21]: Young's modulus E is 20 GPa and Poisson ratio ν is 0.2, friction angle and dilatation angle are $\phi = 5^\circ$ and $\Psi = 10\%$, respectively. The aggregates are considered elastic media with $E = 35$ GPa and $\nu = 0.26$, Mehta and Monteiro [22].

For the ITZ, in the situations where the fracture process has been evaluated, cohesive contact finite elements have been used. The parameters for the cohesive law are given by: $\lambda\rho = 200000$ N/mm³, $\beta = 0.7$, $\sigma_c = 0.09$ MPa and $\delta c = 0.02$ mm, Ortiz e Pandolfi [17], Oliver et al. [18], Pituba e Souza Neto [12].

3.1 Influence of the fracture process in the ITZ

In this section, RVEs containing 4 and 8 inclusions with circular

shape placed in the matrix zone are analyzed. Figure 3 presents the RVE with 4 inclusions that represent 12% of volume fraction. For the RVE discretization, 798 triangle finite elements and 64 cohesive contact finite elements are used when included in the analyses. Besides, Figure 4 presents the RVE with 8 inclusions that represent 14% of volume fraction. For the RVE discretization, 1184 triangle finite elements and 128 cohesive contact finite elements are used when included in the analyses. In other analysis, perfect bonding between aggregates and matrix has been considered.

The RVEs have been submitted to a total macroscopic strain $\epsilon_x = 0,0001$ e $\epsilon_y = -0,00001$ divided in 20 increments. The distortional strain has been considered null. The homogenized stresses obtained in the analyses for x-direction versus the macroscopic strain in the same direction are plotted in Figures 5 and 6. Note that the numerical responses considering perfect bonding or fracture process in the ITZ are the same in the initial steps of loading. Nevertheless, when the dissipative processes take place those numerical responses diverge. The consideration of fracture process in the ITZ evidences an important contribution in the non-linear behavior of the material at microscale level. Therefore, the cohesive fracture model decreases the stiffness of the RVE beyond the yielding limit. The numerical responses for both RVEs are quite similar due to the very close values for the volumetric fractions of inclusions.

In order to visualize the stress distribution in the x-direction inside the RVE, Figures 7 and 8 illustrate the impact on the numerical response when considering the fracture process in the ITZ. Figure 7 shows the stress distribution for the RVE containing 4 inclusions considering perfect bonding between inclusions and matrix whereas Figure 8 represents the RVE considering the fracture process in the ITZ. Note in Figure 7 that the stresses are perfectly transmitted submitting high levels of stresses at the inclusions. Therefore, as the aggregates present stiffness values higher than the cementitious matrix, they increase the homogenized stiffness of the material, see Figure 5.

On the other hand, the stress values in the aggregates presented

in Figure 8 are smaller when compared to the Figure 7 due to the dissipative processes presented in the cohesive contact finite elements. Thus, the impact of the aggregates in the homogenized stiffness of the material is smaller, as shown in Figure 5.

3.2 Influence of the boundary conditions

On the Multi-scale formulation, the homogenized response is influenced by the boundary conditions as presented in section 2.1. For

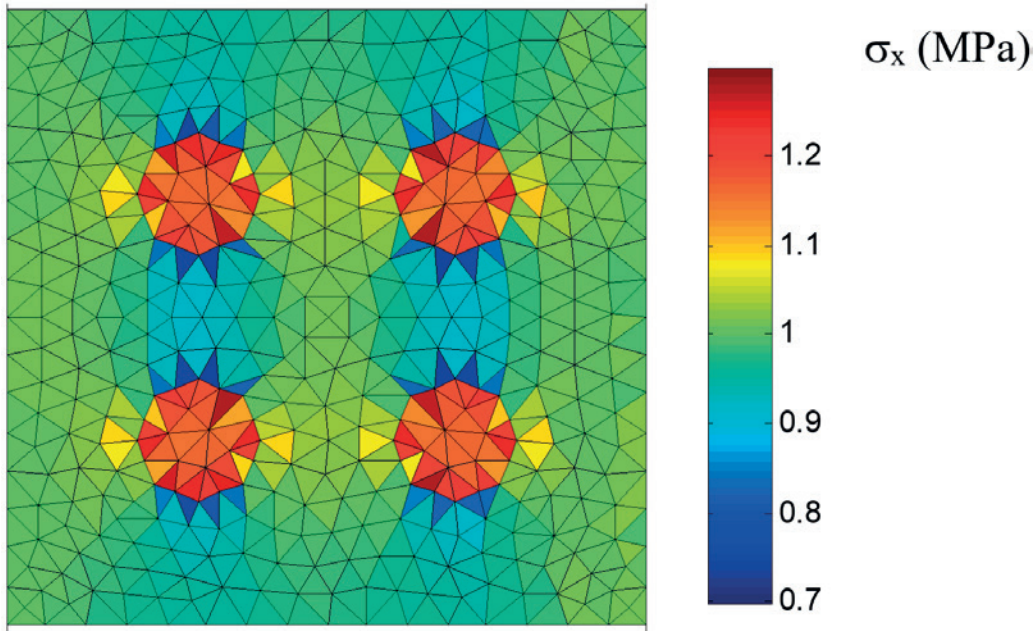


Figure 7
Normal stress distribution in the x-direction inside the RVE with 4 inclusions without considering the fracturing process in the ITZ

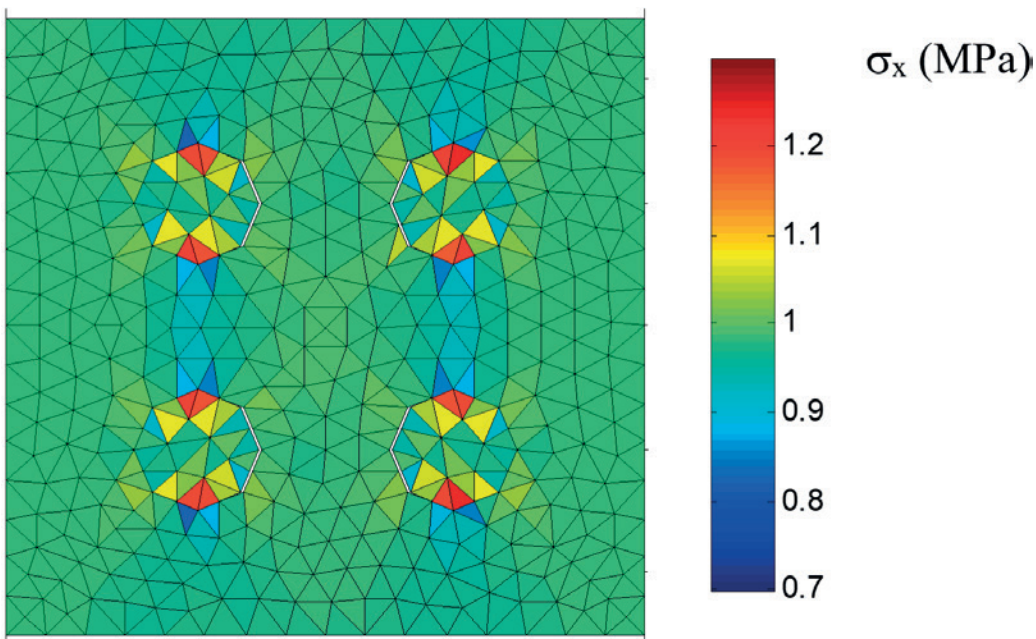


Figure 8
Normal stress distribution in the x-direction inside the RVE with 4 inclusions considering fracturing process in the IT

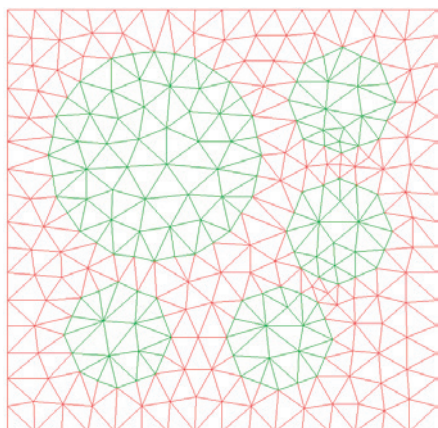


Figure 9
Representative volume elements proposed by Nguyen et al. [23]

the numerical analysis presented here, a new RVE model proposed by Nguyen et al. [23] is used. This RVE presents a randomly distribution of aggregates with various dimensions, as shown in Figure 9. The use of this RVE is due to no existence of symmetry in any axes. This property will be important in the analyses of the section 3.3. The volume fraction of inclusions in this RVE is 35.6%. For the RVE discretization, 520 triangle finite elements and 95 cohesive contact finite elements are used when included in the analyses.

Figure 10 shows the homogenized responses of stress in x-direction when using linear and periodic boundary conditions on the RVE with 4 inclusions presented in Figure 4. Figure 11 presents the homogenized responses for the RVE shown in Figure 9. Both analyses consider the fracture process in the ITZ.

The use of linear and periodic boundary conditions did not influence the responses presented in Figure 10 due to the symmetric disposition of aggregates in the RVE. But, when the RVE does not present

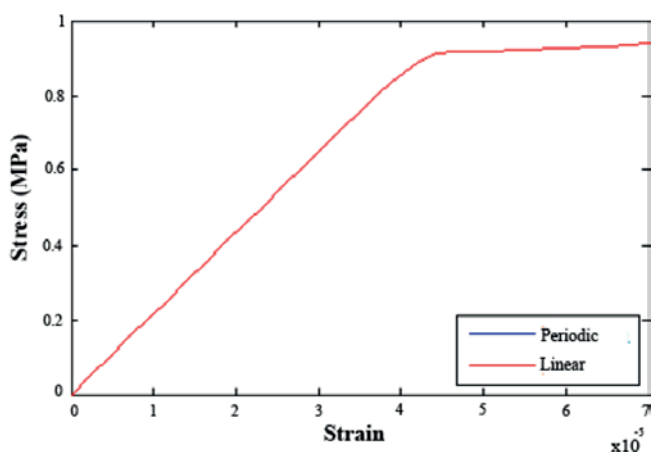


Figure 10
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of RVE with 4 inclusions considering different boundary conditions

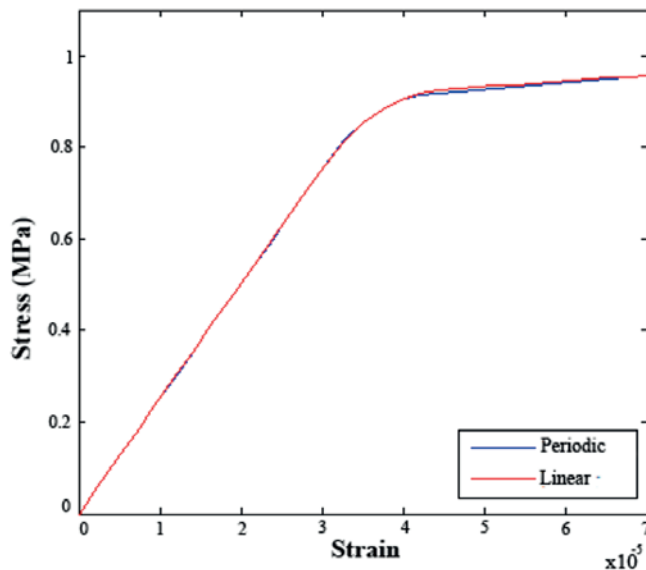


Figure 11
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of the RVE presented in Nguyen et al. [23] considering different boundary conditions

symmetry, as shown in Figure 9, the homogenized response is influenced by the fracture process in the ITZ. This influence has not significance at the microscopic level. Nevertheless, this influence has to be very important when performing multi-scale analysis.

3.3 Anisotropic behaviour

In order to check how the proposed modeling is capable to obtain

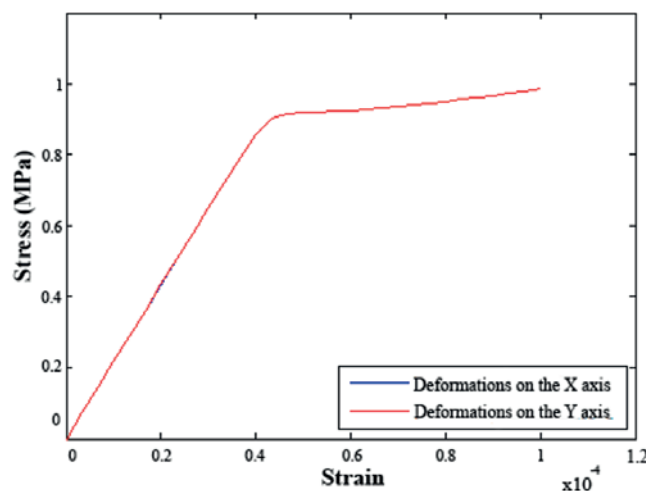


Figure 12
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the RVE with 4 inclusions

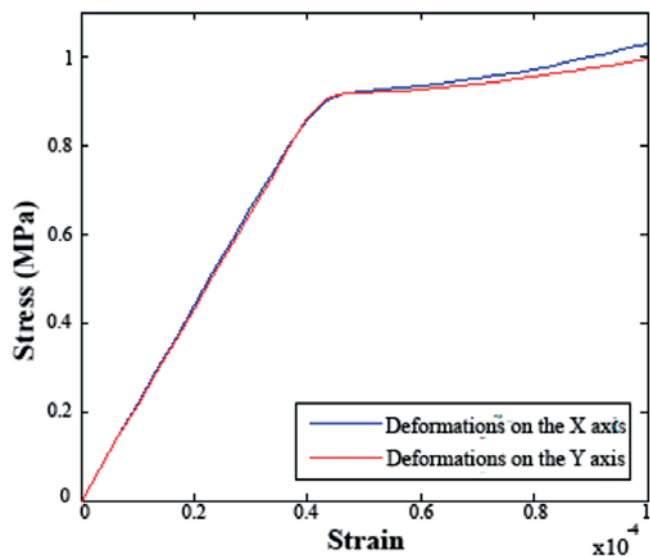


Figure 13
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the RVE with 8 inclusions

complex responses on the macrostructure, as the anisotropic behavior, as instance, a set of analyses has been performed using the RVEs described in Figures 3 and 4. Initially, the macro strains $\epsilon_x = 0.0001$ and $\epsilon_y = -0.00001$ have been imposed. Soon after, $\epsilon_y = 0.0001$ e $\epsilon_x = -0.00001$ have been applied. The numerical results are presented in Figures 12 and 13 expressed by homogenized stress versus macro strains. In Figure 12 is presented the numerical results for RVE with 4 inclusions and Figure 13 presents the numerical results for RVE with 8 inclusions.

Figure 12 shows that the mechanical behavior in different directions has been the same. This happens because the RVE has

symmetry related to the axes x and y. But in Figure 13, the mechanical behavior in different directions presents significant differences when the fracture nucleation in the ITZ takes place. In this last case, the non-symmetric distribution of the inclusions in the RVE is responsible for this phenomenon. Therefore, the geometry of the inclusions and the consideration of the fracture process in the ITZ lead to simulate a complex macroscopic phenomenon using simple constitutive models at mesoscale of the material.

3.4 Homogenized responses in tension and compression regimes

In this section is evaluated the fracture process in the ITZ for RVEs in predominant tension and compression regimes. The RVE presented in Figure 9 is used. The first analysis consists in the application of the macro strain simulating a predominant tension regime given by: $\epsilon_x = 0.0001$ and $\epsilon_y = -0.00001$, where ν_{xy} is approximately null. After that, a predominant compression regime has been considered with the same magnitude before. Therefore, the macro strains are: $\epsilon_x = -0.0001$ and $\epsilon_y = 0.00001$. The Figures 14 and 15 present results of the homogenized stress in x-direction versus imposed macro strain in x-direction.

Figure 14 shows the important contribution of the fracture process in predominant tension regime leading to a decreasing of the homogenized stiffness and strength of the material. Figure 15 shows that the fracture process is not so important in predominant compression regimes. This assertion is based on the mechanical behavior of the cohesive contact finite elements placed in the ITZ. The stress transmission lost between the surfaces of the fracture is evident when the value of the cohesive traction increases, but this is not happen in many cohesive contact finite elements in RVE submitted to predominant compression regime. Therefore, many cohesive contact finite elements are submitted to compression loading conditions, where the contact law is activated. For the vi-

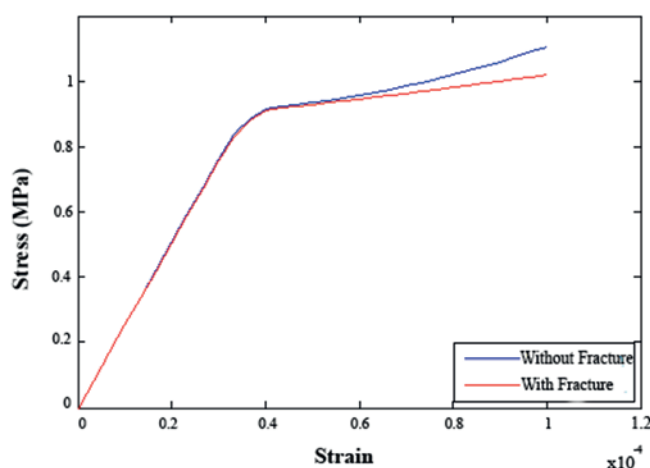


Figure 14
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of the EVR of Nguyen on the tension predominant regime

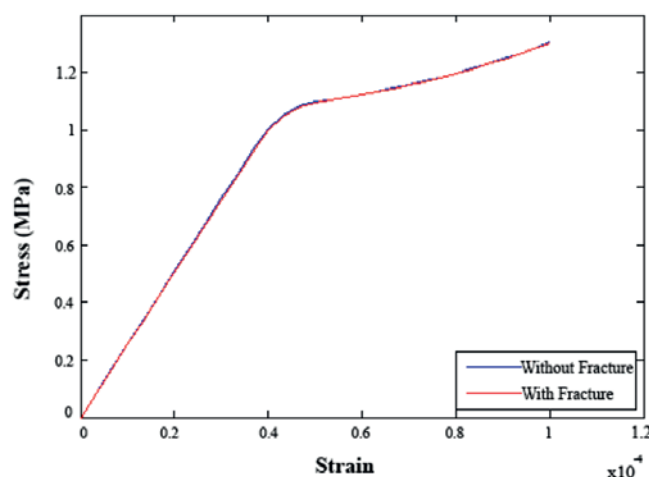


Figure 15
Compression normal homogenized stress in the x-direction versus compression macroscopic strain imposed in the x-direction of the EVR of Nguyen on the compression predominant regime

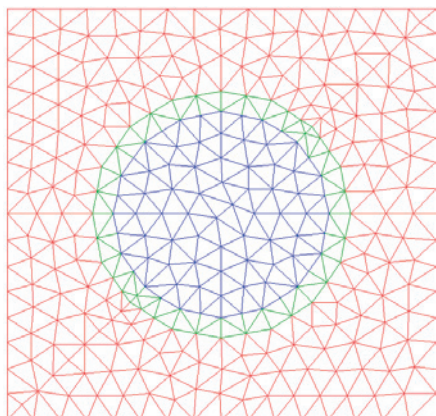


Figure 16
ITZ modeled by a triangular finite element band

sualization proposes, Figure 15 presents positive signals for compressive homogenized stress and macro strains.

3.5 Alternative modeling of the ITZ

Some authors consider the ITZ as a low resistance zone surrounding the aggregates with mechanical properties less stiffened than the mechanical properties of the matrix. For instance, Ramesh [24] and Yang [25] consider a average value for the Young modulus of the ITZ as a percentage value of the Young modulus for the matrix. In this section, a RVE containing one inclusion placed on the central region is analyzed, see Figure 15. The volume fraction of inclusions is 19.6%. For the RVE considering the ITZ modeled by cohesive contact finite elements, 612 triangle finite elements and 36 cohesive contact finite elements have been used in the analysis. For the RVE considering a band for the ITZ, 612 triangle finite elements have been used.

The homogenized results for both proposed modeling have been compared. For the thickness of the band zone, a value of $40 \mu\text{m}$ has been adopted following Mehta and Monteiro [22]. The authors suggest values between 20 and $50 \mu\text{m}$.

The same values used in the last sections for the parameters of the constitutive models are used here. The macroscopic strain imposed to the RVE is given by: $\varepsilon_x = 0.0001$ and $\varepsilon_y = -0.00001$, where γ_{xy} is approximately null. For the green region of the Figure 16 a Young modulus with 50% of the value given to matrix has been used. Figure 17 presents the homogenized stress in x-direction versus macroscopic strain imposed in the x-direction.

Note that model containing a band for the ITZ initially presents a lower homogenized stiffness when compared to the model with ITZ modeled by cohesive contact finite elements. However, when the loading increases, after yielding and fracture processes have begun, the EVR with cohesive elements presents a lower homogenized stiffness. This is due to the consideration of cohesive contact finite elements which plays a important role in collapse regimes.

4. Conclusions

In this work a model to simulate the concrete mechanic behavior, in

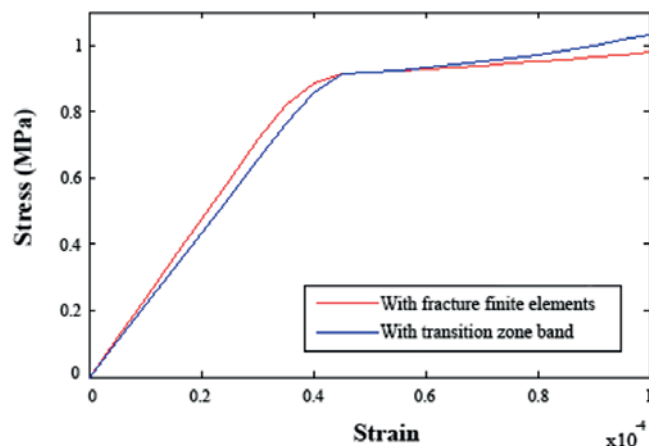


Figure 17
Tension normal homogenized stress in the x-direction versus elongation macroscopic strain imposed in the x-direction of RVE with 1 inclusion

the context of multiscale modeling, has been proposed, being the numerical analyses restricted to the material mesostructure. Using simple constitutive models and defining accordingly the geometry of the different phases of the RVE, some important macroscopic phenomena have been represented.

By considering cohesive-contact finite elements at the concrete transition zone, the loss of rigidity in the homogenized response could be evidenced without presenting total loss of the stress propagation, as expected. As this kind of element does not influence the homogenized response while the element opening is not activated, this model proved to be viable, if compared to others strategies to simulate the effect of the concrete transition zone, as the definition of less rigid finite elements around the aggregates. On the other hand, the consideration of the plasticity model in the multi-scale analysis proved to be satisfactory to overcome the problem of having rigid responses for predominant compression regime, as discussed in Pituba and Souza Neto [12]. But considering only the plasticity model for the mortar without defining the cohesive-contact finite element is not satisfactory, because as the aggregates are assumed to have elastic behavior, they present bigger rigidity modifying the homogenized response. Therefore, in this work is shown the importance of considering the dissipative phenomena at Transition Zone for better represent the concrete mechanical behavior. On the other hand, a limitation of the proposed model is not being able to reproduce the softening behavior for predominant tension regimes when occurs the microcracking process inside the mortar. Besides, the definition of cohesive-contact elements in the matrix can lead to instabilities of the numerical response for predominant tension regimes. To overcome these difficulties, in a future work these cohesive-contact elements could be replaced for the high aspect ratio elements developed by Rodrigues et al. [26]. But for concrete structures, in service regimes, the proposed model has shown to be a viable tool to perform multi-scale analysis of structures. The authors believe that this strategy will be able to represent the softening behavior for tension regimes. Although the proposed model presents some limitations, in the

numerical examples analyzed in this work, it has represented very well the concrete mechanical behavior, as it has captured complex phenomena by adopting simple constitutive models, what encourage us to proceed with this research. The proposed model will be considered for identification of quantitative responses for the concrete, as well as for full coupled multi-scale analyses of concrete structures, based on the works developed in Fernandes et al. [13] and Fernandes et al. [14]. Moreover, it is important the development of a formulation considering the local damage phenomena at microstructure, what can lead to a fracture at macrostructure, as discussed in Sánchez et al. [27].

5. Acknowledgments

The authors wish to thank CAPES Foundation (Ministry of Education of Brazil) and CNPq (National Council for Scientific and Technological Development).

6. References

- [1] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R.. An anisotropic damage for the concrete. *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, v. 137, 2011; p. 610-624.
- [2] BRANCHERIE, D.; IBRAHIMBEGOVIC, A. Novel anisotropic continuum-discrete damage model capable of representing localized failure of massive structures. Part I: theoretical formulation and numerical implementation. *Engineering Computations*, v. 26, 2009; p. 100-127.
- [3] ZHU, Q.; KONDO, D.; SHAO, J.; PENSEE, V. Micromechanical modelling of anisotropic damage in brittle rocks and application. *International Journal of Rock Mechanics and Mining*, v. 45, 2008; p. 467-477.
- [4] PITUBA, J. J. C.; DELALIBERA, R. G.; RODRIGUES, F. S. Numerical and statistical analysis about displacements in reinforced concrete beams using damage mechanics. *Computers and Concrete, an International Journal*, v. 10, n. 3, 2012; p. 307-330.
- [5] PEREIRA JR, W. M.; ARAÚJO, D. L.; PITUBA, J. J. C. Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 9, n. 2, 2016; pp. 153-191.
- [6] PITUBA, J. J. C. A damage model formulation: unilateral effect and RC structures analysis. *Computers and Concrete, an International Journal*, v. 15, n. 5, 2015; p. 709-733.
- [7] PERIC, D.; DE SOUZA NETO, E. A.; FEIJÓO, R. A.; PARTOVI, M.; CARNEIRO MOLINA, A. J. On micro-to-macro transitions for multiscale analysis of heterogeneous materials: unified variational basis and finite element Implementation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 87, 2011; p. 149-170.
- [8] MIEHE, C.; KOCH, A. Computational micro-to-macro transitions of discretized microstructures undergoing small strains. *Archive of Applied Mechanics*, v. 72, 2002; p. 300-317.
- [9] GITMAN, I. M. Representative volumes and multi-scale modeling of quasi-brittle materials. PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, 2006.
- [10] WRIGGERS, P.; MOFTAH, S. O. Mesoscale models for concrete: homogenization and damage behavior. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 42, 2006; p. 623-636.
- [11] LÓPEZ, C. M.; CAROL, I.; AGUADO, A. Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. I: numerical model and tensile behavior. *Material and Structures*, v. 41, 2008; p. 583-599.
- [12] PITUBA, J. J. C.; SOUZA NETO, E. A. Modeling of unilateral effect in brittle materials by a mesoscopic scale approach. *Computers and Concrete, An International Journal*, v.15, 2015; p. 1-25.
- [13] FERNANDES, G. R.; PITUBA J. J. C.; DE SOUZA NETO, E. A. Multi-scale modelling for bending analysis of heterogeneous plates by coupling BEM and FEM. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, v. 51, 2015; p. 1-13.
- [14] FERNANDES, G. R.; PITUBA J. J. C.; DE SOUZA NETO, E. A. FEM/BEM formulation for multi-scale analysis of stretched plates. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, v. 54, 2015; p. 47-59.
- [15] GIUSTI, S. M.; BLANCO, P. J.; DE SOUZA NETO, E. A.; FEIJÓO, R. A. An assessment of the Gurson yield criterion by a computational multi-scale approach. *Engineering Computations*, v. 26, 2009; p. 281-301.
- [16] CIRAK, F.; ORTIZ, M.; PANDOLFI, A.. A cohesive approach to thin-shell fracture and fragmentation. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, v. 194, 2005; p. 2604-2618.
- [17] ORTIZ, M.; PANDOLFI, A. Finite-deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack-propagation analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 44, 1999; p. 1267-1282.
- [18] OLIVER, J.; CAICEDO, M.; ROUBIN, E.; HERNADÉZ, J. A.; HUESPE, A. Multi-scale (FE²) analysis of materials failure in cement/aggregate-type composite structure. *In: EURO-C, 2004, St. Anton am Alberg, XX. Anais. Computational Modelling of Concrete Structure, Londres: CRC PRESS, 2014, v.1, p. 39-49.*
- [19] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R.; SOUZA NETO, E. A. Modelling of cohesive fracture and plasticity processes in composite microstructures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 142, 2016, pp. 04016069-1 – 04016069-15.
- [20] SOUZA NETO, E. A.; PERIÉ, D.; OWEN, D. R. J. *Computational Methods for Plasticity: Theory and Applications*. Swensea: Wiley, 2008.
- [21] ASSAAD, J. J.; HARB, J.; MAALUF, Y. Measurement of yield stress of cement pastes using the direct shear test. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 214, 2014; p. 18-27.
- [22] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1ª. ed. São Paulo: PINI, 2008.
- [23] NGUYEN, V.P.; LLOBERAS VALLS, O.; STROEVEN, M.; SLUYS, L.J. On the existence of representative volumes for softening quasi-brittle materials – a failure zone averaging scheme”, *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, v. 199, 2010; p. 3026-3036.
- [24] RAMESH, G.; SOTELINO, E.D.; CHEN, W.F. Effect of transition zone on elastic moduli of concrete materials. *Cement and Concrete Research*, v. 26, 1996; p. 611-622.
- [25] YANG, C.C. Effect of transition zone on elastic moduli of mortar. *Cement and Concrete Research*, v. 28, 1998; p. 727-736.

- [26] RODRIGUES, E. A.; MANZOLI, O. L.; BITENCOURT JR, L. A. G.; BITTENCOURT, T. N. 2D mesoscale model for concrete based on the use of interface element with a high aspect ratio, *International Journal of Solids and Structures*, v. 94-95, 2016; p. 112-124.
- [27] SÁNCHEZ, P. J., BLANCO, P. J., HUESPE, A. E. AND FEIJÓO, R. A. Failure-Oriented Multi-scale Variational Formulation: Micro-structures with nucleation and evolution of softening bands, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 257, 2013; p. 221-247.

Evaluation of a proposed model for concrete at mesoscopic scale

Avaliação de uma proposta de modelagem do concreto na meso-escala

D. C. BORGES^a
danniloc@gmail.com

W. M. G. QUARESMA^a
wanessa.m.godoi@gmail.com

G. R. FERNANDES^b
gabrielar.fernandes@ufg.br

J. J. C. PITUBA^b
julio_pituba@ufg.br

Abstract

This work deals with numerical modeling of mechanical behavior in quasi-brittle materials, such as concrete. For this propose, a two-dimensional meso-scale model based on RVE existence is presented. The material is considered as a three-phase material consisting of interface zone (ITZ), matrix and inclusions – each constituent modeled by an independent constitutive model. The Representative Volume Element (RVE) consists of inclusions idealized as circular shapes symmetrically and non-symmetrically placed into the specimen. The interface zone is modeled by means of cohesive contact finite elements. The inclusion is modeled as linear elastic and matrix region is considered as elastoplastic material. Our main goal here is to show a computational homogenization-based approach as an alternative to complex macroscopic constitutive models for the mechanical behavior of the brittle materials using a finite element procedure within a purely kinematical multi-scale framework. Besides, the fundamental importance of the representing dissipative phenomena in the interface zone to model the complex microstructural responses of materials like concrete is focused in this work. A set of numerical examples, involving the microcracking processes, is provided in order to illustrate the performance of the proposed modeling.

Keywords: homogenization, quasi-brittle materials, cohesive contact finite element, concrete, plasticity.

Resumo

Este trabalho trata da modelagem numérica do comportamento mecânico em materiais quase-frágeis, tal como o concreto. Para este fim, um modelo 2D de escala mesoscópica baseado no conceito de Elemento de Volume Representativo (EVR) é apresentado. O material é considerado como composto por três fases consistindo de zona de interface, matriz e inclusões, onde cada constituinte é modelado independentemente. O EVR consiste de inclusões idealizadas como de forma circular dispostas de maneira simétrica e não simétrica. A zona de interface é modelada por meio de elementos finitos coesivos de contato. A inclusão é modelada como sendo um material elástico linear, já a matriz é considerada como material elastoplástico. Nosso principal objetivo é mostrar que uma formulação baseada na homogeneização computacional é uma alternativa aos modelos constitutivos macroscópicos complexos para o comportamento mecânico de matérias frágeis usando um procedimento baseado no Método dos Elementos Finitos no âmbito de uma teoria multi-escala. Além disso, o trabalho foca na fundamental importância em representar os fenômenos dissipativos na Zona de Transição para obter uma resposta microestrutural de um material complexo como o concreto. Uma série de exemplos envolvendo processos de microfissuração é apresentada de modo a ilustrar o desempenho da modelagem proposta.

Palavras-chave: homogeneização, materiais quase-frágeis, elemento finito coesivo, concreto, plasticidade

^a Federal University of Goiás, Civil Engineering School, Goiânia, GO, Brasil;

^b Federal University of Goiás, Engineering School, Department of Civil Engineering, Laboratory of Computational Modeling, Catalão, GO, Brasil.

1. Introdução

Atualmente, a engenharia tem usado diversos materiais compósitos, em especial com aplicações estruturais. Os materiais compósitos, por definição são formados pela combinação de dois ou mais materiais que apresentam comportamentos físicos distintos e tem seu uso já consolidado, desde a criação de novos materiais quanto no aperfeiçoamento de materiais já existentes. Um dos materiais mais importantes e também utilizados no mundo que pertencente a esse grupo é o concreto.

Contudo, em geral, é bastante difícil de encontrar uma lei constitutiva que reproduza o comportamento do concreto em função de um tipo qualquer de solicitação devido à sua complexidade de comportamento, por se tratar de um material compósito, Pituba e Fernandes [1], Brancherie e Ibrahimbegovic [2], Zhu et al. [3] e outros. Inicialmente, as chamadas teorias constitutivas fenomenológicas foram capazes de responder à demanda de modelagem dos materiais de forma satisfatória. Dentro desse contexto, merece destaque modelos baseados na Mecânica do Dano no Contínuo, cuja aplicação de modelos sofisticados para simular o comportamento de materiais heterogêneos, como o concreto, apresentam bons resultados, Pituba et al. [4], Pituba e Pereira Jr [5], Pituba [6]. Porém, essas teorias vêm alcançando seu esgotamento na captura de fenômenos dissipativos complexos exigindo cada vez mais um esforço de formulação e de identificação de parâmetros cada vez maior. Contudo, nas últimas décadas, teorias baseadas na referência em várias escalas de observação vêm ganhando força no meio científico, onde a resposta constitutiva do material é obtida a partir da análise em diferentes comprimentos e/ou tempo. Logo, é possível ter uma integração do comportamento que acontece numa pequena escala até o nível macroscópico, obtendo assim, uma resposta mais precisa do comportamento do meio, Péric et al. [7] e Miehe e Koch [8]. Dentro desse contexto, alguns trabalhos foram desenvolvidos com foco na modelagem do comportamento mecânico do concreto (Gitman [9], Wriggers and Moftah [10] e López et al. [11])

Em breves palavras, a resposta elástica macroscópica é estimada por meio de uma teoria constitutiva multi-escala baseada na técnica de homogeneização para o problema de elasticidade, onde os tensores tensão e deformação macroscópicos em cada ponto do macro contínuo estão definidos como as médias volumétricas das contrapartes microscópicas sobre o EVR (elemento de Volume representativo) do material associado com aquele ponto. Assim, a resposta elástica efetiva estimada para uma determinada microestrutura depende da escolha das restrições cinemáticas impostas sobre os campos de deslocamentos cinematicamente admissíveis no EVR.

Uma das principais vantagens da abordagem Multiescala é que os fenômenos físicos podem ser melhor avaliados. Observado numa escala menor, é possível considerar as características de cada material constituinte do material heterogêneo, imperfeições, vazios, e assim, transportando essas informações para uma escala maior de observação. Analisado em nível macro, o concreto comporta-se como um material contínuo. Mas, a sua microestrutura é composta por vários materiais, apresentando comportamentos distintos entre si.

Os fenômenos abordados por teorias convencionais, na realidade é um reflexo macroscópico do que acontece na sua microestrutur

tura. Dado a esse motivo, a análise de materiais heterogêneos, especialmente o concreto, observando sua microestrutura e utilizando uma abordagem Multiescala possibilita a formulação de modelos constitutivos eficientes, ou seja, utilização de modelos constitutivos simples na microestrutura que possibilitem a reprodução de fenômenos complexos observados na macroestrutura, Pituba e Souza Neto [12].

Este trabalho limita-se ao estudo do comportamento do concreto em sua microestrutura de modo a validar qualitativamente a modelagem proposta aqui. Nesse sentido, adota-se uma abordagem com a definição de EVR e técnicas de homogeneização baseada numa formulação multiescala cinematicamente admissível (Fernandes et al. [13] e Fernandes et al. [14]). Aliado a essa formulação, o Método dos Elementos Finitos permite a discretização de um EVR, possibilitando utilizar a Mecânica da Fratura e Teoria da Plasticidade para representar os fenômenos dissipativos na zona de interface e na matriz levando em conta variáveis como as geometrias dos materiais constituintes e suas propriedades. A modelagem proposta pode ser vista como uma alternativa aos modelos constitutivos fenomenológicos complexos para o comportamento de materiais heterogêneos quase-frágeis. Vale ainda ressaltar que no contexto de uma análise multi-escala, a proposta de modelagem da microestrutura do material apresentada aqui é um importante passo inicial para se fazer uma análise totalmente acoplada em varias escalas.

Em suma, no item 2, este artigo apresenta uma breve descrição da modelagem proposta para o concreto englobando o processo de homogeneização e os modelos constitutivos baseados na Mecânica da Fratura e Contato utilizado em conjunto com um elemento de fratura e contato desenvolvido para a modelagem da zona de transição, além do modelo de Mohr-Coulomb implementado no âmbito da modelagem 2D da matriz cimentícia considerando estado plano de tensão. No item 3 são apresentados alguns resultados obtidos de modo a demonstrar as potencialidades e limitações da modelagem proposta. Por fim, algumas considerações são descritas no item 4.

2. Modelagem proposta para o concreto

A formulação empregada neste trabalho descreve o comportamento de um ponto qualquer do macrocontínuo (pode ser um ponto de integração de um elemento finito da macroestrutura, por exemplo). Esse ponto, ao ser excitado por um campo de deformações advinda da análise da macroestrutura, necessita voltar como resposta um estado de tensão e propriedades constitutivas atualizadas. Isso é realizado com o emprego do conceito de EVR, onde as dimensões não são importantes e sim, a distribuição e proporcionalidade entre seus constituintes. Esse EVR, ao ser excitado pelo estado de deformação macroscópica apresenta respostas em termos de tensão e tensor constitutivo dependendo das condições de contorno do modelo multi-escala empregado, além de utilizar conceitos de média volumétrica e de equivalência de energia entre o macro e micro. Em suma, os resultados apresentados são de EVRs excitados por um estado de deformação macroscópica dentro de uma análise multi-escala, porém neste trabalho, a formulação é empregada de maneira desacoplada, onde o interesse é no EVR.

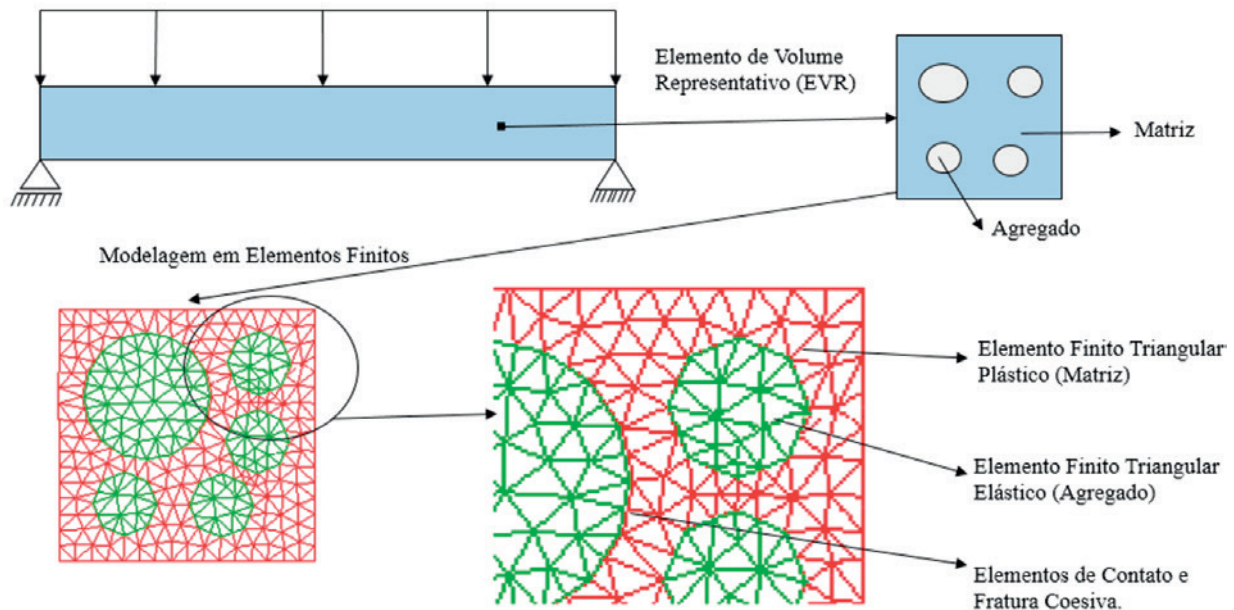


Figura 1
Esquema da análise multi-escala

Portanto, para simular o comportamento mecânico do concreto, a meso-escala é estudada através da definição de um EVR, onde sua discretização em elementos finitos é dada na Figura 1. Os agregados são considerados de forma aproximadamente circular contendo elementos finitos triangulares elásticos. Já a matriz do compósito é considerada como um meio elastoplástico seguindo a evolução dada pelo modelo de Mohr-Coulomb. A Zona de transição ou zona de interface é discretizada por elementos finitos de fratura coesiva de modo a simular a abertura e/ou fechamento de fraturas naquela região, onde a mesma é a responsável pelos principais fenômenos dissipativos durante o processo de fraturamento na microestrutura do concreto. Portanto, neste trabalho, procura-se simular o comportamento micromecânico de concretos ditos convencionais.

2.1 Formulação do modelo na meso-escala

O EVR é descrito como contínuo de modo que o conceito de tensão permaneça válido na microescala. Considerando um tensor de deformação $\epsilon(x,t)$, bem como $\sigma(x,t)$ tensor de tensão em um ponto x da macroestrutura, são obtidos como a média volumétrica de todos os pontos y do EVR sobre o respectivo campo microscópico $\epsilon_\mu = \epsilon_\mu(y,t)$ ou $\sigma_\mu = \sigma_\mu(y,t)$ através de um EVR associado a x . Isto em um instante t arbitrário, temos então:

$$\epsilon(x,t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu} \epsilon_\mu(y,t) dV \quad (1)$$

$$\sigma(x,t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu} \sigma_\mu(y,t) dV \quad (2)$$

As Equações (1) e (2) apresentam a deformação macroscópica ou homogeneizada e a tensão macroscópica ou homogeneizada, processo resultante da transformação de uma quantidade micros-

cópica em uma quantidade macroscópica por meio de um processo de homogeneização. Além disso, os campos podem ser escritos em relação à tensão microscópica a seguir:

$$\sigma_\mu(y,t) = f_y(\epsilon_\mu(y,t)) \quad (3)$$

Sendo f_y o funcional constitutivo, definido neste trabalho pelo modelo de Mohr-Coulomb. Além disso, a deformação microscópica ϵ_μ pode ser escrita em termos de campo de deslocamento microscópico u_μ do EVR conforme a seguir:

$$\epsilon_\mu(y,t) = \nabla^S u_\mu(y,t) \quad (4)$$

onde o ∇^S é o operador gradiente simétrico do campo de deslocamento u .

Já o campo de deslocamento microscópico u_μ , sem perda de generalidade, é composto pelas seguintes contribuições:

$$u_\mu(y,t) = u(x,t) + \bar{u}_\mu(y,t) + \tilde{u}_\mu(y,t) \quad (5)$$

sendo a primeira parcela um deslocamento constante de corpo rígido coincidente com o deslocamento macroscópico $u(x,t)$ associado ao ponto x , a segunda parcela varia linearmente com a coordenada y e é obtida a partir do campo de deformação macroscópica ϵ como definido a seguir:

$$\bar{u}_\mu(y,t) = \epsilon(x,t)y \quad (6)$$

e a terceira parcela é definida como campo de flutuação de deslocamento $\tilde{u}_\mu(y,t)$. Reescrevendo de forma simplificada a relação acima detalhada:

$$u_\mu(y,t) = \epsilon(x,t)y + \tilde{u}_\mu(y,t) \quad (7)$$

Na Equação (7) a parte ϵy varia linearmente em y e isto resulta na multiplicação macroscópica de deformação ϵ do EVR, que é constante para as coordenadas do ponto y . No caso de deslocamento microscópico uniforme ϵ_μ , a flutuação de deslocamentos

\tilde{u}_μ é nula. Também no EVR são satisfeitas as seguintes relações para deformação microscópica ε_μ e flutuação de deformação microscópica $\tilde{\varepsilon}_\mu$:

$$\varepsilon_\mu = \nabla^S u_\mu(y, t) \tag{8}$$

$$\tilde{\varepsilon}_\mu = \nabla^S \tilde{u}_\mu(y, t) \tag{9}$$

Considerando a Equação (7) e as relações acima, de forma análoga, a deformação microscópica pode ser escrita da seguinte forma:

$$\varepsilon_\mu(y, t) = \varepsilon(x, t) + \tilde{\varepsilon}_\mu(y, t) \tag{10}$$

Após algumas manipulações (Fernandes et al. [13]), pode-se reescrever a Equação (10) em forma de velocidade, onde uma velocidade de deformação microscópica é dita cinematicamente admissível se:

$$\dot{\varepsilon}_\mu(y, t) = \nabla^S \dot{u}_\mu = \dot{\varepsilon}(x, t) + \dot{\varepsilon}_\mu(y, t) \quad \forall \dot{u}_\mu \in v_\mu \tag{11}$$

Onde v_μ é o espaço de deslocamentos cinematicamente admissíveis do EVR. Maiores detalhes podem ser encontrados em Fernandes et al. [13].

Como já descrito anteriormente, a microescala é representada pelo EVR e a formulação do MEF é a ferramenta que resolve o problema de equilíbrio do mesmo. As variáveis do EVR, como por exemplo, dimensões e constantes elásticas, são distintas do material no macrocontínuo e essas características são definidas para um EVR padrão e ele será extrapolado para todos os EVRs da estrutura. Assim, a solução de um EVR, ou seja, o cálculo dos deslocamentos, das forças internas, das tensões verdadeiras e da matriz constitutiva atualizada dos seus elementos finitos são obtidos quando se alcança a convergência, de acordo com a tolerância adotada, do seu problema de equilíbrio proposto. No entanto, para resolver esse problema de equilíbrio, necessita-se definir as condições de contorno a ser impostas no EVR. Assim, a resposta obtida pode variar em função da condição de contorno adotada. Desta forma, com objetivo de estruturar e organizar melhor a apresentação da formulação segundo uma abordagem multiescala para este trabalho, consideram-se cinco etapas: Equação de equilíbrio no EVR; Princípio de Hill-Mandel; Homogeneização das tensões; Condições de contorno impostas no EVR; Módulo constitutivo tangente homogeneizado.

Por motivos de simplificação será considerado o domínio das inclusões Ω_μ^i e o da matriz Ω_μ^m como um só domínio dos sólidos Ω_μ^s . Assumindo que as forças de inércia são desprezíveis e que o EVR é submetido a um campo de força de corpo $b = b(y, t)$ e a um campo de forças de superfície $t^e = t^e(y, t)$ atuando em todo o contorno, o princípio dos trabalhos virtuais estabelece que o EVR está em equilíbrio, se é somente se, o campo de tensão σ_μ em Ω_μ satisfaz a equação variacional clássica da elasticidade:

$$\int_{\Omega_\mu^s} \sigma_\mu(y, t) : \nabla^S \eta dV - \int_{\Omega_\mu^s} b(y, t) \cdot \eta dV + \int_{\Omega_\mu^v} \sigma_\mu(y, t) : \nabla^S \eta dV - \int_{\Omega_\mu^v} b(y, t) \cdot \eta dV - \int_{\partial\Omega_\mu} t^e(y, t) \cdot \eta dA = 0 \quad \forall \eta \in v_\mu \tag{12}$$

Os trabalhos de Hill e Mandel (Giusti et al. [15]) estabeleceram o princípio de macro homogeneidade que diz que a potência das tensões macroscópicas em qualquer ponto arbitrário do macro-

contínuo deve ser igual à média volumétrica da potência das tensões microscópicas sobre o EVR associado a esse ponto para qualquer movimento cinematicamente admissível do EVR (Giusti et al. [15]). Considerando a Equação (11) e assumindo $\tilde{u}_\mu = \eta$, além de saber que os vazios estão em equilíbrio, após algumas manipulações (ver em detalhes em Fernandes et al. [13] e Fernandes et al. [14]), conclui-se que o Princípio de Hill-Mandel vale se e somente se as seguintes integrais forem nulas:

$$\int_{\partial\Omega_\mu} t^e(y, t) \cdot \tilde{u}_\mu dA = 0 \quad \forall \tilde{u}_\mu \in v_\mu \tag{13}$$

$$\int_{\partial\Omega_\mu^s} b(y, t) \cdot \tilde{u}_\mu dV = 0 \quad \forall \tilde{u}_\mu \in v_\mu \tag{14}$$

Considerando as Equações (8) e (10) e escrevendo σ_μ como $\sigma_\mu = f_y(\varepsilon_\mu)$, sendo f_y o funcional constitutivo pode-se obter a seguir a equação em termos de flutuação de deslocamentos para o equilíbrio da parte sólida do material:

$$\int_{\Omega_\mu^s} f_y(\varepsilon(x, t) + \nabla^S \tilde{u}_\mu(y, t)) : \nabla^S \eta dV = 0 \quad \forall \eta \in v_\mu \tag{15}$$

E por fim, a formulação é completada com a escolha apropriada do espaço v_μ , ou seja, com a escolha das restrições cinemáticas do EVR. Portanto, o problema de equilíbrio microscópico consiste de dado o tensor de deformação macroscópico ε , o campo $\tilde{u}_\mu \in V_\mu$ de tal modo que de cada instante t , a Equação (15) é satisfeita. Em vista da arbitrariedade de η , após a discretização do domínio do EVR em elementos, cujo domínio discretizado passa a ser referenciado por Ω_μ^h , a seguinte equação incremental de equilíbrio microscópico deve valer para o incremento de carga no tempo $\Delta t_n = t_{n+1} - t_n$ e discretização h do domínio que permite encontrar o campo de flutuação de deslocamentos $\tilde{u}_{\mu(n+1)} = \tilde{u}_{\mu(n)} + \Delta \tilde{u}_{\mu(n)}$:

$$G_h^{n+1} = \int_{\Omega_\mu^h} B^T f_y(\varepsilon_{n+1} + B \tilde{u}_{\mu(n+1)}) dV = 0 \tag{16}$$

Onde B é a matriz global de deformação-deslocamento, Ω_μ^h indica o domínio discretizado do EVR. Se o incremento de carga n é não-linear, a Equação (16) é resolvida pela aplicação do método de Newton-Raphson que consiste em buscar a correção de flutuação $\delta \tilde{u}_\mu^{i+1}$ para interação $i+1$, tal que:

$$F^i + K^i \delta \tilde{u}_\mu^{i+1} = 0 \tag{17}$$

Onde F é o vetor de forças e K é a matriz de rigidez tangente do EVR. Depois de computar as correções $\delta \tilde{u}_\mu^{i+1}$ da Equação (17), o próximo passo é o cálculo do campo de flutuação de deslocamentos a ser considerando na interação $i+1$ do microcontínuo, que é dado por: $\tilde{u}_\mu^{i+1} = \tilde{u}_\mu^i + \delta$.

Já a tensão homogeneizada é calculada pela Equação (2), considerando que o EVR é composto por partes vazias e sólidas (matriz e agregados) $\Omega_\mu = \Omega_\mu^s \cup \Omega_\mu^v$, e resulta em:

$$\sigma = \sigma(x, t) = \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu^s} \sigma_\mu(y, t) dV + \frac{1}{V_\mu} \int_{\Omega_\mu^v} \sigma_\mu(y, t) dV \tag{18}$$

A complementação da formulação sobre equilíbrio do EVR descrita é realizada com a escolha do espaço de deslocamentos, ou

seja, com a escolha das restrições cinemáticas a ser imposta no EVR que leva a diferentes classes de modelos multiescala e consequentemente diferentes resultados numéricos (Peric et al. [7]). Aqui é utilizada a condição de flutuação periódica, onde para cada lado Γ_i^+ do EVR, do qual a direção normal é n_i^+ , deve corresponder a um lado igual Γ_i^- com direção normal n_i^- , sendo $n_i^+ = -n_i^-$. Similarmente, para cada ponto y^+ definido sobre Γ_i^+ deve existir um ponto y^- sobre o lado Γ_i^- . Para que a flutuação do deslocamento seja periódica no contorno do EVR, para cada par (y^+, y^-) dos pontos deve-se ter:

$$\tilde{u}_\mu(y^+, t) = \tilde{u}_\mu(y^-, t) \quad \forall \{y^+, y^-\} \in \partial\Omega_\mu \tag{19}$$

2.2 Modelo de fratura coesiva e plasticidade

Pituba et al. [12] propôs um modelo de fratura coesiva modificado a partir de Cirak et al. [16] para lidar com meios dúcteis de modo a simular o processo de fissuração até a falha da microestrutura. De maneira geral, foi desenvolvido para representar o comportamento das fissuras quando são capazes de transmitir cargas entre suas superfícies, que gradualmente decresce até não ter mais transmissão de tensões entre elas. O modelo proposto descreve a lei coesiva de deformação-finita irreversível. A energia coesiva liberada ϕ é dada por:

$$\Phi = \Phi(\delta_n, \delta_s, q) \tag{20}$$

Onde, δ_n é a abertura devido ao modo I (normal); δ_s é a abertura devido ao modo II (escorregamento) e q é a variável que descreve os processos inelásticos da coesão.

É possível assumir que a deformação devida a abertura por escorregamento é um valor escalar independente da direção de sua fissura na superfície, assim $\delta_s = |\delta_s|$, dando um caráter isotrópico para seu comportamento. Para a formulação da lei coesiva dos modos mistos, é introduzido um deslocamento de abertura efetiva dado por:

$$\delta = \sqrt{\beta^2 \delta_s^2 + \delta_n^2} \tag{21}$$

O parâmetro β assume valores diferentes para as aberturas, variando de 0 a 1, sendo um parâmetro que quantifica a razão entre os processos de abertura de fratura devido ao escorregamento e à separação normal. Por outro lado, assumindo que a energia potencial liberada ϕ depende de δ , a lei coesiva é escrita como:

$$t = \frac{t}{\delta} (\beta^2 \delta_s + \delta_n n) \tag{22}$$

Onde, n é o vetor normal à fissura; δ_s é o vetor de abertura por escorregamento localizado na superfície da fissura; t é vetor de tensão coesiva ao longo da fissura; t é a tensão efetiva escalar. Por outro lado, a energia coesiva liberada na microestrutura do material proposta neste trabalho (Equação (20)) é dada pela expressão:

$$\Phi = e \sigma_c \delta_c \left[1 - e^{-\left(1 + \frac{\delta}{\delta_c}\right)} \right] \tag{23}$$

Onde a lei de tensão efetiva coesiva para o caso de carregamento é obtida da Equação (23), como sendo:

$$t = \frac{\partial \Phi}{\partial \delta} = \sigma_c e^{-\delta/\delta_c} \text{ se } \delta = \delta_{max} \text{ e } \dot{\delta} \geq 0 \tag{24}$$

Já a relação proposta para a tensão efetiva escalar no caso de descarregamento é proposta admitindo-se um caso elástico, ou seja, sem deslocamento de abertura efetiva residual (Equação (25)), sendo descrita a seguir:

$$t = \frac{t_{max}}{\delta_{max}} \delta \text{ se } \delta < \delta_{max} \text{ ou } \dot{\delta} < 0 \tag{25}$$

Onde e é o exponencial, σ_c é um parâmetro do modelo que reflete a máxima tensão de tração normal coesiva, δ é a velocidade de abertura, δ_{max} é a máxima abertura efetiva até o instante da análise, t_{max} é a máxima tensão efetiva até o instante da análise e δ_c é um parâmetro do modelo que indica uma abertura crítica. A lei

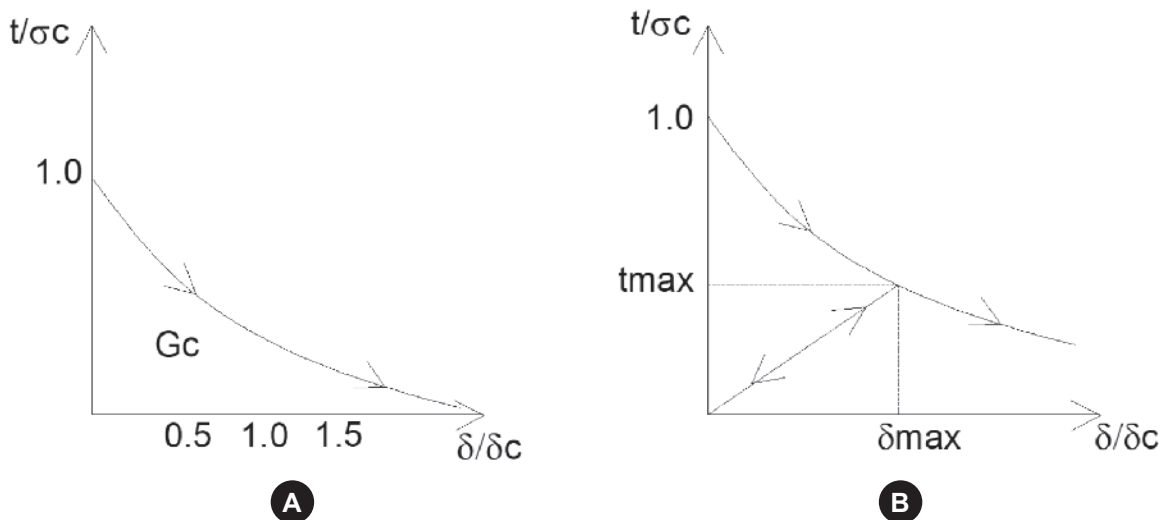


Figura 2 Lei Coesiva proposta escrita em termos de tensão efetiva versus deslocamento de abertura efetiva: a) Caso de carregamento; b) Caso de descarregamento

coesiva tensão efetiva versus deslocamento de abertura efetiva está ilustrada abaixo para o caso de carregamento (Figura 2a) e descarregamento (Figura 2b).

Segundo Ortiz e Pandolfi [17], há uma relação entre a taxa liberada de energia crítica (G_c) para a propagação de fratura, em nosso caso, na microestrutura do material, e a lei coesiva. Adotando-se a direção 1 como sendo aquele no plano da fratura e na direção de propagação da mesma, pode-se admitir que G_c é dado por:

$$G_c = \int_0^R t \cdot \delta_{,1} dx_1 \quad (26)$$

Onde R é a o comprimento da zona coesiva. A Equação (26) pode ainda ser entendida como:

$$G_c = \int_0^{\infty} t \cdot \delta_{,1} dx_1 = \phi_{\infty} \quad (27)$$

Para o caso da Equação (24), temos que a taxa liberada de energia crítica é expressa como:

$$G_c = e\sigma_c\delta_c \quad (28)$$

Obviamente que a energia de fratura das modelagens convencionais, aquelas realizadas com modelos constitutivos fenomenológicos, trata da fratura no macrocontínuo como um meio homogeneizado. No presente trabalho, o conceito de energia de fratura está intimamente ligado ao que ocorre na zona de transição na mesoescala do material, que ao se propagar e unir com outras microfissuras podem vir a gerar um processo de localização, o que leva à formação de uma fratura no macrocontínuo. Esse processo leva a uma relação entre as energias de fratura no macrocontínuo (material homogeneizado) e na mesoescala do material, como abordado em Oliver et al. [18].

Antes do aparecimento das fraturas, uma rigidez entre as bordas da possível fratura presente entre os elementos finitos triangulares é chamada de fator de penalidade (λ_p). Este fator de penalidade é um parâmetro de valor escalar. Na prática, valores altos para o fator de penalidade são adotados a fim de obter uma aproximação precisa. Tal procedimento garante que a possível fratura permaneça fechada até se atingir o critério de separação

e, ao mesmo tempo, garante a admissibilidade física de todo o processo. O fator de penalidade é, portanto, uma rigidez imposta ao fechamento da fissura.

De maneira geral, esta estratégia pretende criar rigidez nos nós dos pares com o contato de elementos finitos coesivos, a fim de não permitir a penetração das superfícies de fissura. Por outro lado, no regime de tensão, este fator de penalidade efetivamente substitui a porção rígida inicial da lei coesiva por uma resposta linear rígida na forma da Equação (25). Para detectar o fenômeno de contato coesivo, é adotado o conceito das diferenças entre os pontos de Gauss do elemento finito de contato e fratura coesiva.

$$t = \lambda_p \delta \quad \text{se} \quad \lambda_p \delta \leq \sigma_c \quad (29)$$

Os tipos de elementos considerados nesse trabalho são compostos por duas superfícies que são coincidentes na configuração indeformada do EVR. O elemento finito de contato e fratura coesiva é definido como um elemento de quatro nós sendo a sua geometria compatível com a de dois elementos triangulares bidimensionais usados para modelar as fases da matriz e de inclusão. A formulação desenvolvida pode ser encontrada em Pituba e Souza Neto [12] e Pituba et al. [19].

Por outro lado, para lidar com as deformações plásticas que surgem quando a macroestrutura do concreto é solicitada, sobretudo por tensões de compressão, o bem conhecido modelo de Mohr-Coulomb é utilizado aqui na representação do comportamento mecânico da matriz cimentícia. Tal modelo é empregado para capturar as possíveis deformações plásticas que ocorrem na matriz cimentícia sendo, portanto, mais um processo dissipativo a ser modelado na microestrutura do material em conjunto com a possível fissuração que ocorre predominantemente na Zona de Interface. No caso de regime predominante de tração, a modelagem proposta evidencia o processo de fissuração da Zona de Interface, capturado pelo modelo de fratura e contato, como o mais importante fenômeno dissipativo, principalmente fase inicial de carregamento. Obviamente que deve-se pensar num processo de fissuração na matriz cimentícia que ocorre predominantemente em regime de softening da macroestrutura do material, sendo necessária a inserção de elementos de fratura e contato na matriz. Contudo, essa inserção de elementos pode gerar grande

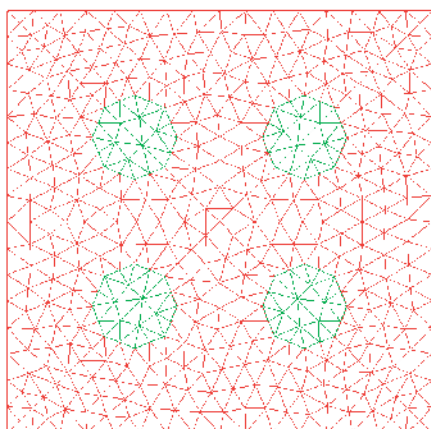


Figura 3
Elemento de volume representativo com 4 inclusões

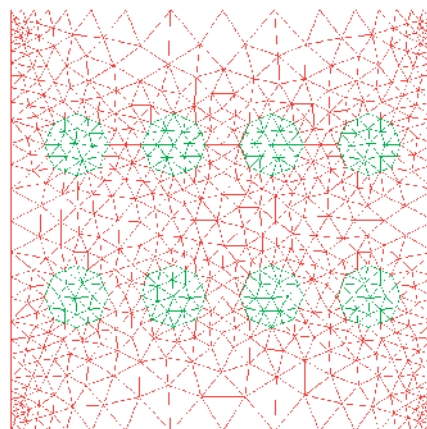


Figura 4
Elemento de volume representativo com 8 inclusões

instabilidade da resposta numérica principalmente em regime de tensão de pico. Por outro lado, em regime predominante de compressão, os processos de plastificação da matriz é entendido aqui como ator principal em conjunto com a fissuração da Zona de Interface.

A modelagem do processo de fissuração da Zona de Interface é de fundamental importância para a captura do colapso da microestrutura do concreto, principalmente em regime predominante de tração. Essa afirmação é comprovada nos resultados obtidos em Pituba e Souza Neto [12] onde, mesmo considerando um comportamento elástico para a matriz, o processamento de fratura da Zona de Interface aliado à geometria dos agregados possibilitou a simulação de deformações plásticas macroscópicas homogeneizadas quando em processo de descarregamento e inversão de sentido de carregamento, evidenciando assim, o efeito unilateral desse material.

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, assim como o modelo de fratura e contato, foi implementado num código computacional desenvolvido para a análise de EVRs de materiais heterogêneos submetidos a um estado de deformação macroscópico. No início do carregamento, os incrementos das deformações macroscópicas são impostas, sendo as tensões corrigidas pelos modelos constitutivos. No caso do modelo de Mohr-Coulomb, com os valores das tensões, é possível calcular o valor da função de plastificação. Enquanto esse valor for abaixo de zero, o material comporta-se no regime elástico e a superfície de plastificação não é atualizada. Após a função de plastificação atingir um valor positivo, é iniciado um mapeamento para atualizar os valores das tensões e assim, a superfície de plastificação.

Sendo as tensões principais ordenadas, é possível mapear o escoamento plástico para uma das superfícies do espaço. O mapeamento é feito de quatro distintas formas. Maiores detalhes podem ser encontrados em Souza Neto et al. [20].

Por outro lado, as expressões propostas são válidas para os casos em que envolvam o espaço tridimensional. Para o estado plano de

tensões (EPT), Souza Neto et al. [20] propõe uma estratégia para a aproximação ao estado plano de tensões utilizando as equações constitutivas do estado plano de tensões, restringindo as tensões nos pontos de Gauss do elemento finito. Como as tensões σ_{13} e σ_{23} são nulas na formulação, é adicionada na implementação a tensão σ_{33} , em que o valor dela deve ser igual a zero. Considera-se a direção 3 como aquela perpendicular ao plano médio do elemento finito. Porém, ela está relacionada com a deformação ϵ_{33} , que depende das outras tensões no plano do elemento finito.

Assim, dada uma deformação elástica inicial, $(\epsilon_e)_{33}$, aplica-se o algoritmo de integração para o caso axisimétrico de tensões e obtém-se a tensão σ_{33} . Caso a convergência seja atingida ($|\sigma_{33}| \leq \epsilon_{tol}$), a atualização da tensão é válida. Mas, caso a convergência não seja atingida é necessário atualizar o valor da deformação $(\epsilon_e)_{33}$. A correção é feita através do procedimento de Newton-Raphson e o valor da deformação é corrigido de acordo com a matriz tangente consistente, corrigindo assim as tensões principais.

Por fim, vale ressaltar que todo o equacionamento ilustrado nesta seção é resolvido através de uma formulação tangente consistente, o que leva a uma solução numérica com taxa quadrática de convergência, sendo esse um fator positivo, haja vista que em análises multi-escala, o custo computacional tem alto valor.

3. Resultados e discussões

Para verificar a viabilidade de emprego da formulação proposta, são realizadas simulações numéricas baseadas no comportamento da microestrutura do concreto. Inicialmente, foram gerados EVRs que possuem dimensões de $l \times l$ e espessura de $l/10$ com inclusões dispostas numa matriz, evidenciando a distinção de dois materiais nos EVRs, simulando a estrutura bifásica do concreto sob estado plano de tensões. Tal EVR é composto por elementos finitos triangulares e elementos de fratura e contato. Considera-se a matriz como meio elasto-plástico seguindo o critério de plasti-

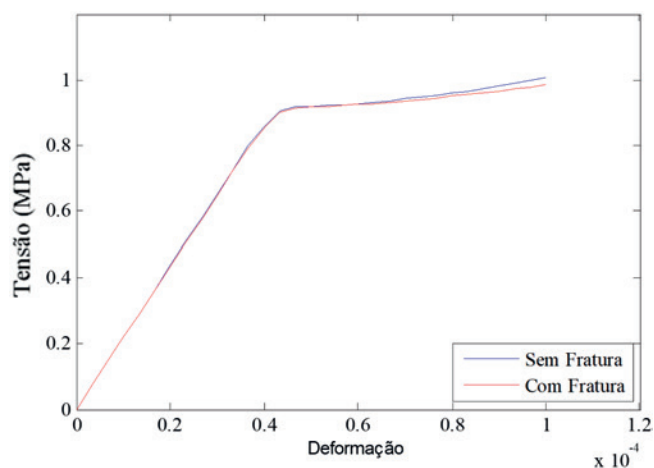


Figura 5
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação específica de alongamento macroscópica imposta na direção x do EVR com 4 inclusões

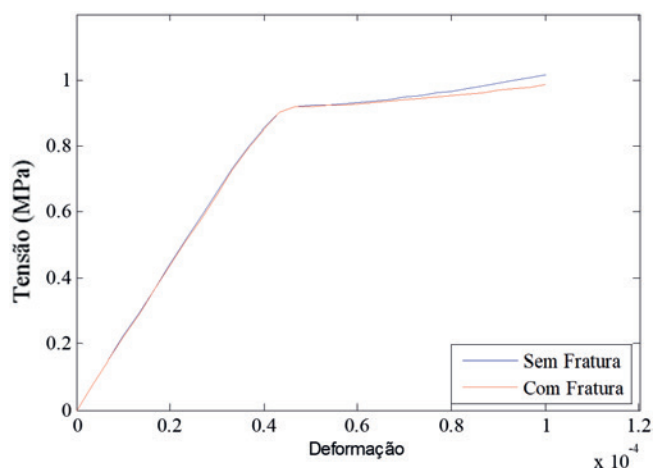


Figura 6
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação específica de alongamento macroscópica imposta na direção x (ϵ) do EVR com 8 inclusões

ificação de Mohr-Coulomb com os seguintes parâmetros, Assad et al. [21]: módulo de elasticidade longitudinal igual a 20 GPa e coeficiente de Poisson igual a 0,2, ângulo de fricção e o ângulo de dilatação iguais a $\phi = 5^\circ$ e $\Psi = 10\%$, respectivamente. Já os agregados são considerados como meios elásticos com módulo

de elasticidade igual 35 GPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,26, Mehta e Monteiro [22].

Na região de interfase matriz/agregado, nos casos em que foi avaliado o fraturamento, foram inseridos elementos de contato e fratura coesiva. Os parâmetros para esses elementos foram:

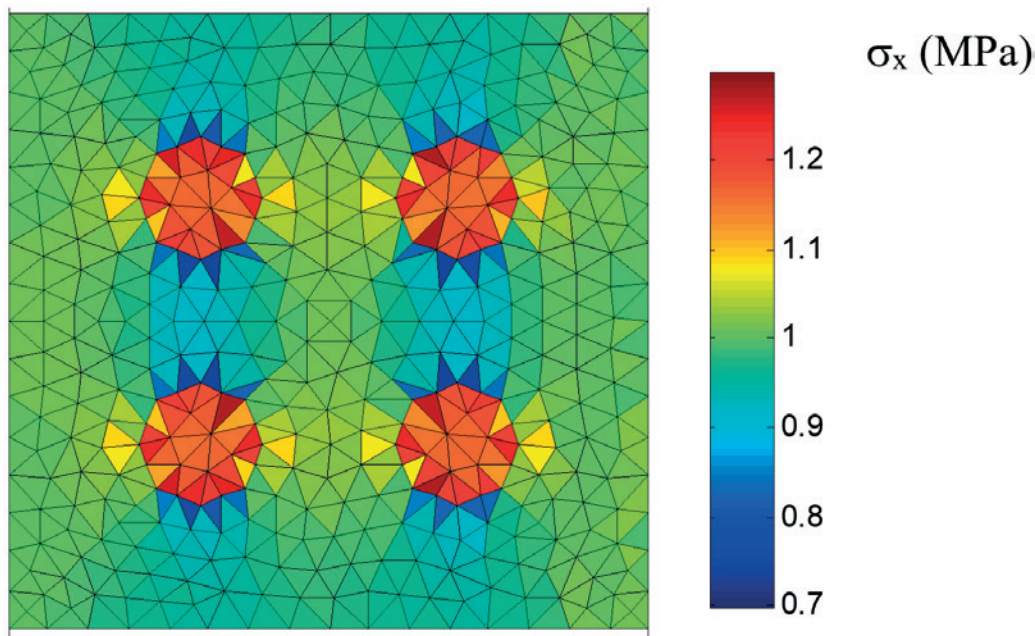


Figura 7

Distribuição de tensão normal na direção x no interior do EVR com 4 inclusões sem a consideração do fraturamento no zona de transição

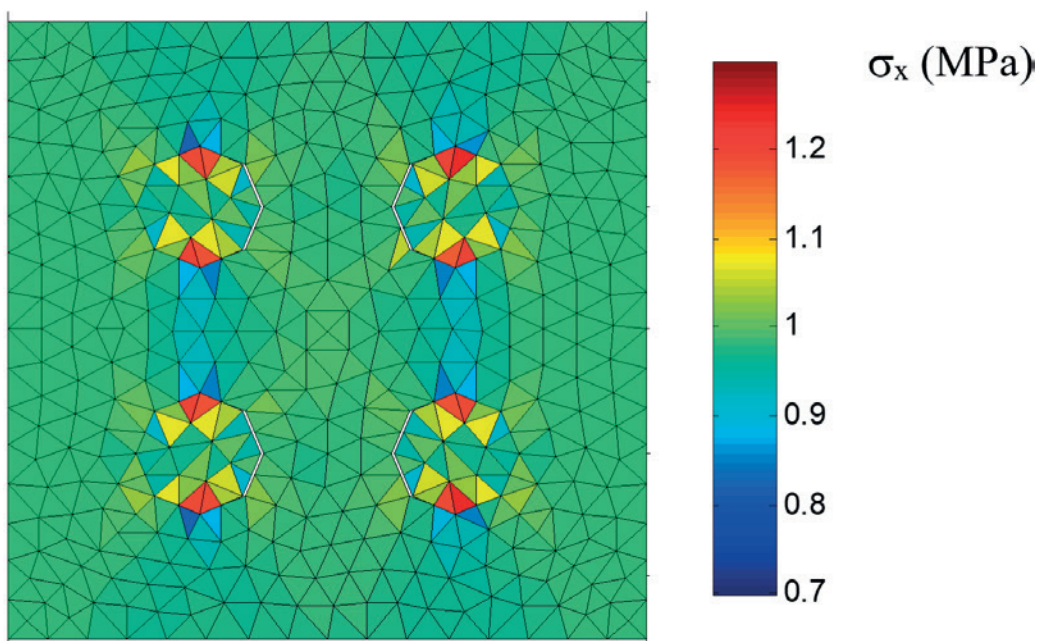


Figura 8

Distribuição de tensão normal na direção x no interior do EVR com 4 inclusões considerando o processo de fraturamento no zona de transição

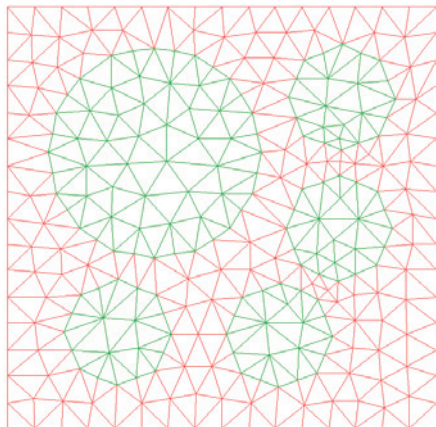


Figura 9
Elemento de volume representativo de Nguyen et al. [23]

$\lambda_p = 200000 \text{ N/mm}^3$, $\beta = 0,7$, $\sigma_c = 0,09 \text{ MPa}$ e $\delta_c = 0,02 \text{ mm}$, Ortiz e Pandolfi [17], Oliver et al. [18], Pituba e Souza Neto [12].

3.1 Influência do fraturamento na zona de transição

Neste item são analisados EVRs com 4 e 8 inclusões de formatos circulares distribuídas na matriz. A Figura 3 apresenta um EVR com 4 inclusões que representam 12% da fração volumétrica, sendo utilizado um total de 798 elementos finitos triangulares e 64 elementos finitos de contato e fratura coesiva quando incluído. Já a Figura 4 apresenta o EVR com 8 inclusões que representam

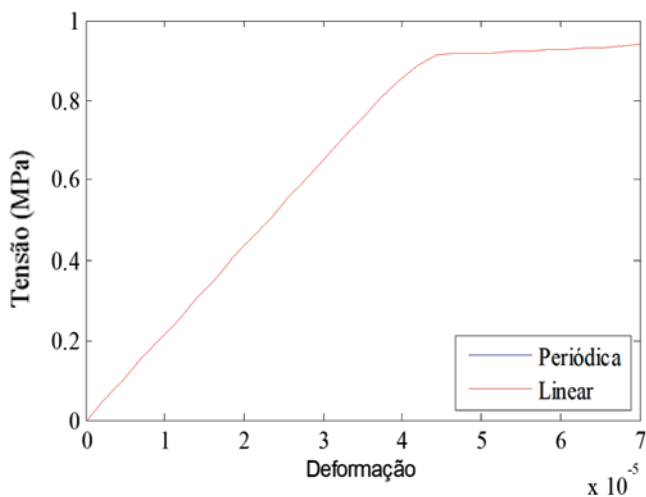


Figura 10
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação específica de alongamento macroscópica imposta na direção x (ϵ) do EVR com 4 inclusões considerando diferentes condições de contorno do EVR

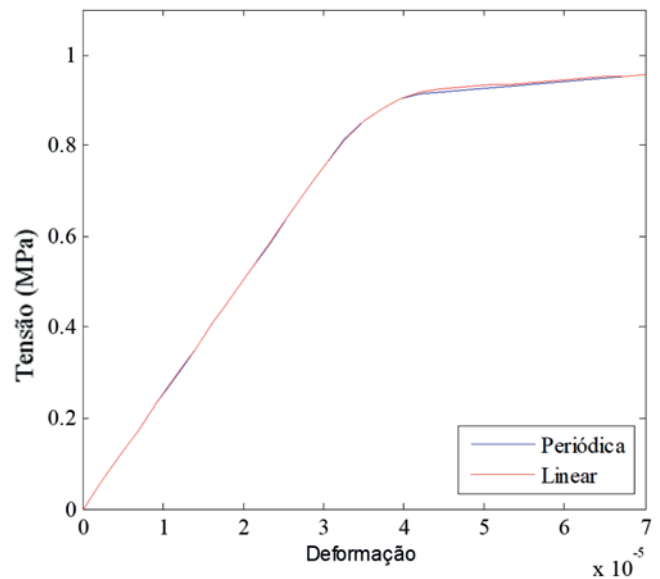


Figura 11
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação Específica de alongamento macroscópica imposta na direção x do EVR apresentado em Nguyen et al. [23], considerando diferentes condições de contorno do EVR

14% da fração volumétrica, sendo utilizados 1184 elementos finitos triangulares e 128 elementos finitos de contato e fratura coesiva quando incluído. A interface matriz/agregado foi modelada com elementos de fratura e contato. Em outra análise, perfeita aderência entre agregados e matriz foi considerada. Os EVRs foram submetidos a uma deformação macroscópica total

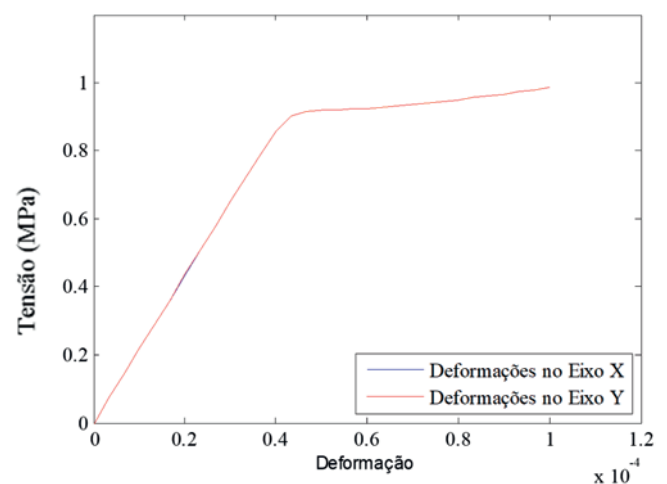


Figura 12
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformações específicas de alongamento macroscópicas impostas no EVR com 4 inclusões

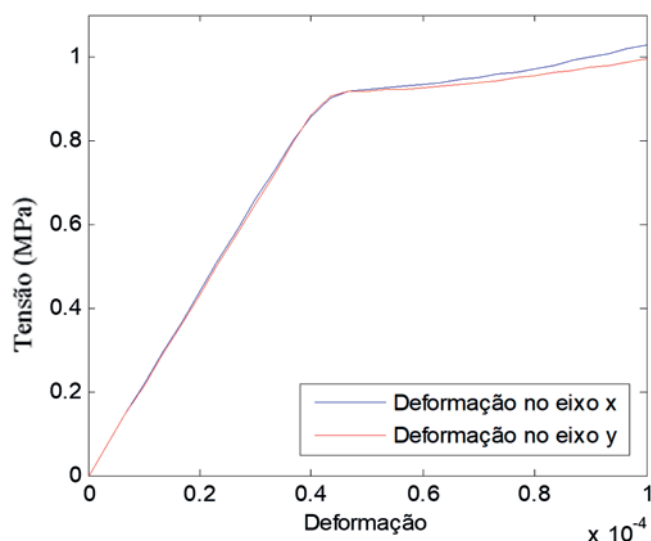


Figura 13

Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformações específicas de alongamento macroscópicas impostas no EVR com 8 inclusões

de $\varepsilon_x = 0,0001$ e $\varepsilon_y = -0,00001$ subdivididas em 20 incrementos. A deformação macroscópica distorcional no plano foi considerada nula. Com as deformações aplicadas, obtêm-se os valores das tensões homogeneizadas para o EVR. Os gráficos das Figuras 5 e 6 relacionam a tensão homogeneizada na direção x com a deformação macroscópica no mesmo eixo. Nota-se que a resposta do carregamento na parte elástica é igual quando se considera fraturamento ou perfeita aderência. Contudo, após os processos

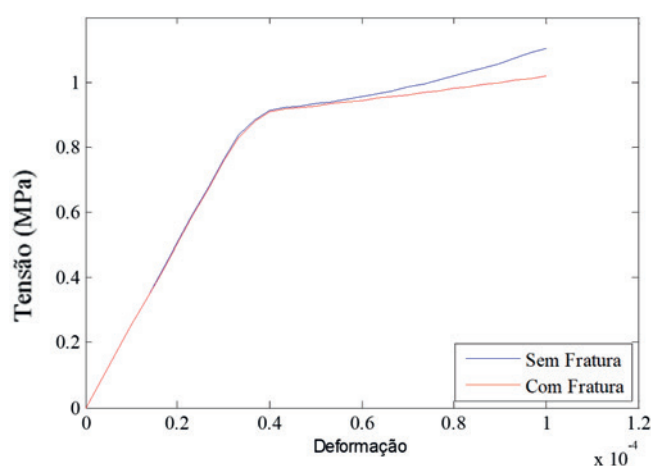


Figura 14

Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação específica de alongamento macroscópica imposta na direção x (ε) do EVR de Nguyen sob o regime predominante de tração

dissipativos de plasticidade e fraturamento, quando for o caso, as respostas divergem. A consideração do fraturamento na zona de transição evidencia uma importante contribuição no comportamento não-linear do material em sua microestrutura. Assim, o modelo de fratura diminui a rigidez do EVR após atingir a tensão de escoamento. As respostas dos dois EVRs são similares devido ao valor bastante próximo da fração volumétrica de inclusões.

Com o intuito de visualizar a distribuição de tensões na direção x no interior do EVR, observa-se nas Figuras 7 e 8 o impacto de se considerar o processamento de fraturamento na zona de transição. Para o EVR com 4 inclusões sem fratura, a distribuição é mostrada na Figura 7 e o EVR com 4 inclusões e considerando elementos de fratura é mostrada na Figura 8. Na Figura 7 nota-se que a transmissão das tensões são contínuas e impacta os agregados de maneira direta. Assim, os agregados, por apresentar rigidez maior que a pasta de cimento, confere maior rigidez à resposta homogeneizada da Figura 5.

Já na Figura 8, devido aos efeitos dissipativos dos elementos de fratura, as tensões nos agregados são menores por conta da transmissão das tensões nas faces das fraturas. Assim, o impacto que a rigidez dos agregados exerce na resposta homogeneizada é menor, conforme mostrado na Figura 5.

3.2 Influência das condições de contorno da formulação Multiescala

Na formulação Multiescala, a resposta homogeneizada é influenciada pelas condições de contorno conforme o item 2.1. Para essa análise foi sugerido um novo EVR apresentado por Nguyen et al. [23] com a distribuição de agregados de várias dimensões e distribuição aleatória, como mostrado na Figura 9. A utilização desse EVR deve-se a não apresentação de simetria em nenhum eixo. Isso será importante nas análises do item 3.3. Sua fração

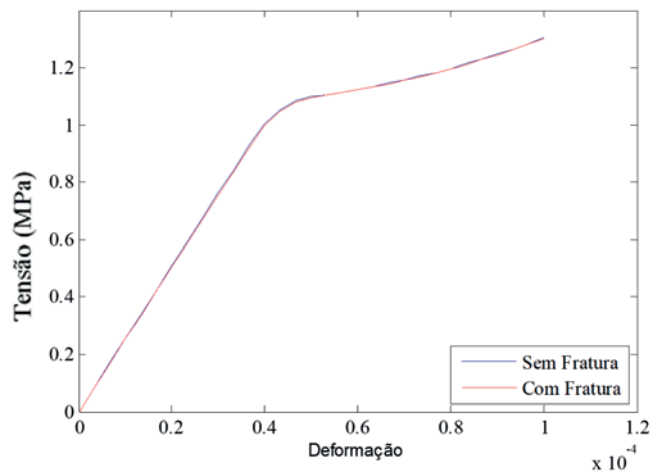


Figura 15

Tensão normal homogeneizada de compressão na direção x versus deformação específica de encurtamento macroscópica imposta na direção x do EVR de Nguyen sob o regime predominante de compressão

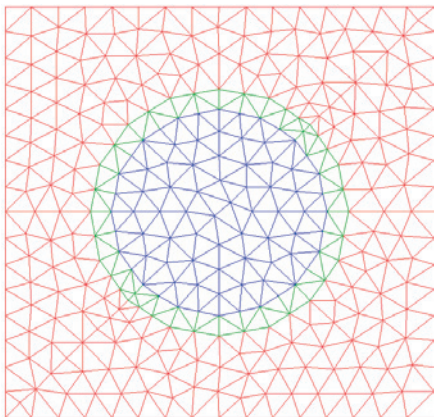


Figura 16
Zona de transição modelada por uma faixa de elementos finitos triangulares

volumétrica é de 35,6%, com 520 elementos finitos triangulares e, quando incluídos, 95 elementos de fraturas ao redor dos agregados. A Figura 10 apresenta as respostas homogeneizadas da tensão na direção x quando utilizando as condições de contorno linear e periódica para o caso do EVR com 4 inclusões apresentado na Figura 3. Já na Figura 11 são apresentadas as respostas para o caso do EVR da Figura 9. Ambas análises de EVRs consideraram o processamento de fraturamento na zona de transição.

O uso de condições de contorno linear e periódica não influenciou as respostas apresentadas na Figura 10 devido à disposição simétrica dos agregados no EVR. Mas quando o EVR não apresenta nenhuma forma de simetria, como mostrado na Figura 9, a resposta homogeneizada apresenta variação após o processo de fraturamento na zona de transição iniciar. Essa variação é pequena, mas acredita-se que por causa do caráter microscópico da análise. Contudo, essa influência deve ter um impacto maior numa análise Multiescala.

3.3 Anisotropia material

Com o objetivo de verificar como a modelagem proposta é capaz de obter respostas complexas da macroestrutura, como por exemplo, a anisotropia, foram realizados estudos nos dois EVRs apresentados nas Figuras 3 e 4. Primeiro, a deformação total imposta aos EVRs foi de $\epsilon_x = 0,0001$ e $\epsilon_y = -0,00001$. Posteriormente, são feitos incrementos em outra configuração, $\epsilon_y = 0,0001$ e $\epsilon_x = -0,00001$. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 12 e 13 em termos de Tensão homogeneizada x Deformações. Na Figura 12 é apresentada a modelagem no EVR com 4 inclusões e na Figura 13 é apresentada no EVR com 8 inclusões.

Na Figura 12, o comportamento em diferentes direções foi o mesmo. Isso acontece por se tratar de um EVR com simetria nos eixos x e y. Mas na Figura 13, o comportamento em diferentes direções apresenta diferenças significativas quando o processo de fraturamento é ativado. Isso se deve ao posicionamento das inclusões no EVR que proporciona uma geometria não simétrica. Portanto, a geometria das inclusões e a consideração do processo de fraturamento na zona de transição levam à captura de um fenômeno

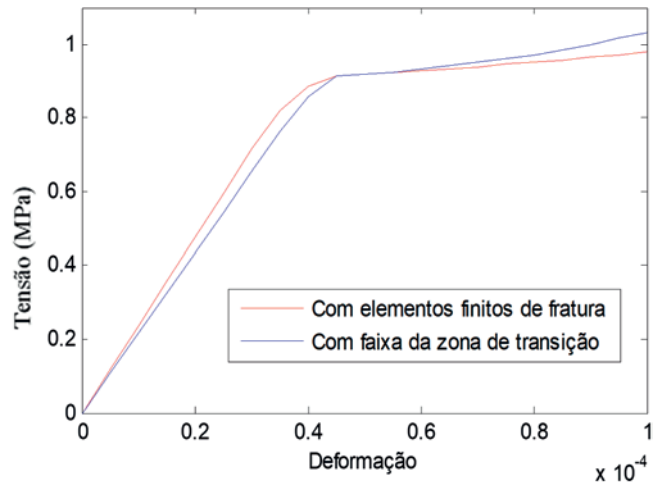


Figura 17
Tensão normal homogeneizada de tração na direção x versus deformação específica de alongamento macroscópica imposta na direção x do EVR com 1 inclusão

complexo macroscópico com a utilização de modelos simples aplicados na mesoescala do material.

3.4 Respostas homogeneizadas em tração e compressão

Nesse exemplo é avaliada qual a influência do processo de fraturamento na zona de transição em regimes predominantes de tração e de compressão. Para isso foi utilizado o EVR apresentado na Figura 9 e os parâmetros considerados em exemplos anteriores. A primeira análise foi realizada no eixo x, com os valores de deformações macroscópicas iguais a $\epsilon_x = 0,0001$ e $\epsilon_y = -0,00001$, sendo γ_{xy} tomado como aproximadamente nulo. Posteriormente, no mesmo eixo foi realizada uma segunda análise considerando ao invés de tração, um estado predominante de compressão de mesma grandeza ($\epsilon_x = -0,0001$ e $\epsilon_y = 0,00001$). Com os valores de tensões homogeneizadas na direção x e deformações impostas na direção x, são produzidos os gráficos das Figuras 14 e 15.

Na Figura 14 é possível ver que o processo de fraturamento atua de forma significativa no EVR em regime predominante de tração, influenciando na rigidez e diminuindo a sua resistência. Já na Figura 15, por se tratar de um EVR sob o regime predominante de compressão, o processo de fraturamento não tem influência significativa, isso porque os elementos de fratura inseridos têm a perda de transmissão conforme o valor da tensão de tração coesiva torna-se significativo, o que não acontece na maioria dos elementos de fratura e contato por estarem pressionados em contato. Os sinais dos valores de tensão e deformação na Figura 15 foram invertidos intencionalmente para melhor visualização.

3.5 Modelagem alternativa da zona de transição do concreto

Para modelar a zona de transição do concreto, alguns autores

consideraram a mesma como uma região que suporta menos tensão localizada ao redor dos agregados com um módulo de elasticidade menor que o utilizado na pasta. Autores como Ramesh et al. [24] e Yang [25] consideraram em suas pesquisas que o valor do módulo de elasticidade da zona de transição fosse um valor percentual da matriz. Nesse exemplo, um EVR contendo apenas uma inclusão central foi utilizado para essa análise, conforme a Figura 15. A fração volumétrica de agregados desse EVR é de 19,6%. Para o EVR sem a faixa da Zona de Transição, a quantidade de elementos finitos é de 612 elementos finitos triangulares e 36 elementos finitos de contato e fratura. Para o EVR com faixa da Zona de Transição e sem elementos de fratura, tem-se 612 elementos finitos triangulares.

Analisou-se o EVR com uma faixa em elementos finitos triangulares que representa a zona de transição do concreto e comparou-se o resultado com outro EVR sem essa faixa, mas com a inclusão de elementos de fratura e contato. Foi considerado para a espessura da faixa de transição o valor de 40 μm , conforme Mehta e Monteiro [22], onde diz que o tamanho da zona de transição compreende numa faixa de 20 até 50 μm .

São utilizados os mesmos parâmetros dos exemplos anteriores e incrementos de deformação macroscópicas totais iguais a $\epsilon_x = 0,0001$ e $\epsilon_y = -0,00001$, sendo γ_{xy} tomado como aproximadamente nulo. Na região em verde da Figura 16 foi utilizado um módulo de elasticidade igual a 50% do valor da matriz, seguindo o preconizado pelos autores citados no início deste item. Na Figura 17 são apresentados os resultados de tensão homogeneizada na direção x e deformação macroscópica imposta na direção x .

Pode-se perceber que para o modelo com a faixa da zona de transição, inicialmente o EVR apresenta uma rigidez menor no regime elástico quando comparada com o modelo sem a faixa e com os elementos de fratura. Porém, conforme o carregamento continua, após a plastificação e fraturamento, o EVR considerando elementos de fratura apresenta uma resposta menos rígida. Por conta dos elementos de fratura, em certo nível de carregamento, que enfraquece bastante a transmissão de forças impactando na sua rigidez, o que não acontece no modelo com a faixa da zona de transição.

4. Conclusões

Neste trabalho, uma modelagem proposta para a simulação do comportamento mecânico do concreto baseado numa abordagem multi-escala foi apresentada. As análises apresentadas restringiram-se à mesoestrutura do material. Alguns fenômenos macroscópicos importantes foram qualitativamente representados utilizando modelos constitutivos simples em formulação aliado à geometria dos constituintes do EVR.

A inclusão de elementos finitos de contato e fratura coesiva na modelagem apresentou resultados coerentes com o comportamento esperado quando incluídos na Zona de Transição do concreto, evidenciando a perda da rigidez na resposta homogeneizada, sem que haja a perda total de transmissão das tensões. Comparado com outras estratégias de simular o efeito da Zona de Transição do concreto, como a utilização de uma faixa de elementos finitos ao redor do agregado menos rígida que o restante da malha, mostrou-se viável já que esse tipo de elemento não influencia a resposta homogeneizada enquanto não for ativada a abertura do elemento.

Por outro lado, a implementação do modelo de plasticidade na análise Multiescala mostrou-se satisfatório para contornar o problema das respostas rígidas apresentadas por Pituba e Souza Neto [12] em regime predominantes de compressão. Contudo, a utilização apenas do modelo de plasticidade na pasta cimentícia não é satisfatório sem a inclusão dos elementos finitos de contato e fratura coesivas, pois os agregados apresentam uma maior rigidez e resistência pela adoção de comportamento elástico linear, impactando na resposta homogeneizada. De uma maneira geral, o trabalho mostra a fundamental importância de representar os fenômenos dissipativos na Zona de Transição para uma modelagem do comportamento mecânico do concreto. Por outro lado, uma limitação da presente proposta é a dificuldade de capturar o comportamento de softening em regime predominante de tração quando da proliferação da fissuração para a matriz cimentícia. Porém, a inserção de elementos de fratura e contato na matriz pode gerar instabilidade da resposta numérica em regime predominante de tração. Uma alternativa a ser investigada em trabalhos futuros é a substituição do elemento de fratura e contato por elementos com alta razão de aspecto desenvolvido por Rodrigues et al. [26]. Contudo, em estruturas de concreto em regime de serviço, a modelagem proposta pode se apresentar como uma ferramenta viável em análises em várias escalas. Acredita-se que essa estratégia deverá possibilitar a captura do regime de softening em tração.

Contudo, mesmo com a limitação citada, os resultados apresentaram coerência com o comportamento mecânico esperado do concreto, capturando fenômenos complexos com modelos constitutivos simples, encorajando trabalhos futuros nesse tema de pesquisa. A modelagem proposta deverá ser empregada na identificação de respostas quantitativas do concreto, assim como na simulação de elementos estruturais de concreto utilizando um acoplamento completo entre escalas. Para tanto, as formulações apresentadas em Fernandes et al. [13] e Fernandes et al. [14] serão fundamentais. Além disso, é necessário o desenvolvimento de uma formulação que considere o fenômeno de localização do dano na microestrutura repercutindo na macroestrutura com a formação de uma fratura, como visto em Sánchez et al. [27].

5. Agradecimentos

Os autores desejam agradecer a CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico).

6. Referências bibliográficas

- [1] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R.. An anisotropic damage for the concrete. *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, v. 137, 2011; p. 610-624.
- [2] BRANCHERIE, D.; IBRAHIMBEGOVIC, A. Novel anisotropic continuum-discrete damage model capable of representing localized failure of massive structures. Part I: theoretical formulation and numerical implementation. *Engineering Computations*, v. 26, 2009; p. 100-127.
- [3] ZHU, Q.; KONDO, D.; SHAO, J.; PENSEE, V. Micromechanical modelling of anisotropic damage in brittle rocks and application. *International Journal of Rock Mechanics and Mining*, v. 45, 2008; p. 467-477.

- [4] PITUBA, J. J. C.; DELALIBERA, R. G.; RODRIGUES, F. S. Numerical and statistical analysis about displacements in reinforced concrete beams using damage mechanics. *Computers and Concrete, an International Journal*, v. 10, n. 3, 2012; p. 307-330.
- [5] PEREIRA JR, W. M.; ARAÚJO, D. L.; PITUBA, J. J. C. Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 9, n. 2, 2016; pp. 153-191.
- [6] PITUBA, J. J. C. A damage model formulation: unilateral effect and RC structures analysis. *Computers and Concrete, an International Journal*, v. 15, n. 5, 2015; p. 709-733.
- [7] PERIC, D.; DE SOUZA NETO, E. A.; FEIJÓO, R. A.; PARTOVI, M.; CARNEIRO MOLINA, A. J. On micro-to-macro transitions for multiscale analysis of heterogeneous materials: unified variational basis and finite element Implementation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 87, 2011; p. 149-170.
- [8] MIEHE, C.; KOCH, A. Computational micro-to-macro transitions of discretized microstructures undergoing small strains. *Archive of Applied Mechanics*, v. 72, 2002; p. 300-317.
- [9] GITMAN, I. M. Representative volumes and multi-scale modeling of quasi-brittle materials. PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, 2006.
- [10] WRIGGERS, P.; MOFTAH, S. O. Mesoscale models for concrete: homogenization and damage behavior. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 42, 2006; p. 623-636.
- [11] LÓPEZ, C. M.; CAROL, I.; AGUADO, A. Meso-structural study of concrete fracture using interface elements. I: numerical model and tensile behavior. *Material and Structures*, v. 41, 2008; p. 583-599.
- [12] PITUBA, J. J. C.; SOUZA NETO, E. A. Modeling of unilateral effect in brittle materials by a mesoscopic scale approach. *Computers and Concrete, An International Journal*, v.15, 2015; p. 1-25.
- [13] FERNANDES, G. R.; PITUBA J. J. C.; DE SOUZA NETO, E. A. Multi-scale modelling for bending analysis of heterogeneous plates by coupling BEM and FEM. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, v. 51, 2015; p. 1-13.
- [14] FERNANDES, G. R.; PITUBA J. J. C.; DE SOUZA NETO, E. A. FEM/BEM formulation for multi-scale analysis of stretched plates. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, v. 54, 2015; p. 47-59.
- [15] GIUSTI, S. M.; BLANCO, P. J.; DE SOUZA NETO, E. A.; FEIJÓO, R. A. An assessment of the Gurson yield criterion by a computational multi-scale approach. *Engineering Computations*, v. 26, 2009; p. 281-301.
- [16] CIRAK, F.; ORTIZ, M.; PANDOLFI, A.. A cohesive approach to thin-shell fracture and fragmentation. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, v. 194, 2005; p. 2604-2618.
- [17] ORTIZ, M.; PANDOLFI, A. Finite-deformation irreversible cohesive elements for three-dimensional crack-propagation analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 44, 1999; p. 1267-1282.
- [18] OLIVER, J.; CAICEDO, M.; ROUBIN, E.; HERNADÉZ, J. A.; HUESPE, A. Multi-scale (FE²) analysis of materials failure in cement/aggregate-type composite structure. *In: EURO-C*, 2004, St. Anton am Alberg, XX. Anais. Computational Modelling of Concrete Structure, Londres: CRC PRESS, 2014, v.1, p. 39-49.
- [19] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R.; SOUZA NETO, E. A. Modelling of cohesive fracture and plasticity processes in composite microstructures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 142, 2016, pp. 04016069-1 – 04016069-15.
- [20] SOUZA NETO, E. A.; PERIÉ, D.; OWEN, D. R. J. *Computational Methods for Plasticity: Theory and Applications*. Swansea: Wiley, 2008.
- [21] ASSAAD, J. J.; HARB, J.; MAALUF, Y. Measurement of yield stress of cement pastes using the direct shear test. *Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics*, v. 214, 2014; p. 18-27.
- [22] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1ª. ed. São Paulo: PINI, 2008.
- [23] NGUYEN, V.P.; LLOBERAS VALLS, O.; STROEVEN, M.; SLUYS, L.J. On the existence of representative volumes for softening quasi-brittle materials – a failure zone averaging scheme”, *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, v. 199, 2010; p. 3026–3036.
- [24] RAMESH, G.; SOTELINO, E.D.; CHEN, W.F. Effect of transition zone on elastic moduli of concrete materials. *Cement and Concrete Research*, v. 26, 1996; p. 611-622.
- [25] YANG, C.C. Effect of transition zone on elastic moduli of mortar. *Cement and Concrete Research*, v. 28, 1998; p. 727-736.
- [26] RODRIGUES, E. A.; MANZOLI, O. L.; BITENCOURT JR, L. A. G.; BITENCOURT, T. N. 2D mesoscale model for concrete based on the use of interface element with a high aspect ratio, *International Journal of Solids and Structures*, v. 94-95, 2016; p. 112-124.
- [27] SÁNCHEZ, P. J., BLANCO, P. J., HUESPE, A. E. AND FEIJÓO, R. A. Failure-Oriented Multi-scale Variational Formulation: Micro-structures with nucleation and evolution of softening bands, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 257, 2013; p. 221-247.

Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient

Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z



V. V. S. VIEIRA^a
engvitorvieira@gmail.com

S. J. RODRIGUES JUNIOR^a
srodriguesjr@ufpa.br

L. A. C. M. VELOSO^a
lveloso@ufpa.br

Abstract

Global stability analysis is becoming increasingly important in the design of reinforced concrete buildings, especially in the slender ones, due its sensitivity to lateral displacement. The loss of stability is usually associated with the intensity of the second order effects and, in that sense, the gamma-z (γ_z) coefficient is an important evaluation parameter for this problem. This work aims to verify the γ_z efficiency as a global stability parameter based on the buckling load factors of the structures and their respective critical buckling modes. To this purpose, a comparative analysis is performed in several idealized structures, from which an approximate equation for calculating the critical load factor based on the γ_z coefficient is obtained. This equation was verified by numerical analysis of Finite Elements Method models of real reinforced concrete buildings. It was concluded that the proposed equation presents satisfying results within a certain range of γ_z .

Keywords: global stability, second order global effects, gamma-z coefficient, critical load factor, reinforced concrete buildings.

Resumo

A análise da estabilidade global tem se tornado cada vez mais importante no projeto de edifícios de concreto armado, sobretudo nos mais esbeltos, por serem mais sensíveis aos deslocamentos laterais. A perda de estabilidade é usualmente associada à intensidade dos efeitos de 2ª ordem e, nesse sentido, o coeficiente gama-z (γ_z) torna-se um importante parâmetro de avaliação deste problema. O objetivo deste trabalho é verificar a eficiência do γ_z como parâmetro de estabilidade global, tomando como base os fatores de carga de flambagem das estruturas e os respectivos modos críticos de instabilidade. Para esta finalidade, é realizada uma análise comparativa de diversas estruturas idealizadas, de onde obteve-se uma equação para o cálculo aproximado do fator de carga crítica em função do coeficiente γ_z . A validação dessa equação foi realizada por meio da análise numérica de modelos em Elementos Finitos de edifícios reais de concreto armado. Constatou-se que a equação proposta oferece resultados satisfatórios para um certo intervalo de γ_z .

Palavras-chave: estabilidade global, efeitos globais de 2ª ordem, coeficiente gama-z, fator de carga crítica, edifícios de concreto armado.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introduction

The global stability verification is a fundamental requisite on the design of a reinforced concrete building for it doesn't present future problems that would affect its safety and, consequently, increase its risk of collapse. Tall and slender buildings are, generally, more sensitive to lateral displacements and designers should consider the effects.

A rigorous stability analysis involves the prediction of the structures' equilibrium path, just as the determination of its critical loads and instability modes. However, in most of structural analysis, the main interest is merely to determine critical loads and respective instability modes.

Most precise global stability analysis is not a simple process, being sophisticated computational resources necessary. It evaluates the current condition of the structure regarding its stability limit through the relation of its critical load to the applied vertical load. In addition, this analysis provides the most critical deformed configuration of the structure.

Usually, during reinforced concrete buildings design, the global stability analysis is limited to considering or not the additional forces due the second order effects. Thus, one notes that there is no concern in evaluating the structure's safety regarding its global instability critical load.

A simple manner to estimate the second order effects without the need for a geometrically non-linear analysis is through the gamma-z coefficient (γ_z), a parameter obtained from a linear analysis that aims to evaluate the magnitude of the second order effects, being frequently used by designers as a reference parameter for global stability analysis.

Brazilian Standards 6118 [1] recommends that the γ_z coefficient should be applied, within certain limits, in the evaluation of the importance of the second order global effects, as well as in the amplification of the first order effects for the estimation of final forces in the structure. However, these standards do not provide a superior limit that aims to restrain the magnitude of the second order effects in a way that the structures be free of global instability problems.

This paper aims to establish a relation between the γ_z coefficient and the critical global buckling load factor according to concepts presented on the literature and through the analysis of idealized structures with simplified geometry. This relation will further be transformed into an approximate equation which allows to estimate the critical load factor from the γ_z coefficient. Later, some examples of real buildings are analyzed in order to validate the proposed equation.

For the modeling and processing of the structures, both idealized and real buildings, the computational software SAP2000® V16.0.0, one of the most known structural analysis systems in the market, was used.

2. Second order effects

The second order effects appear when the equilibrium equation is taken considering the deformed configuration of the structure, which causes a geometrically non-linear behavior.

According to Wight and Macgregor [2], by a second order analysis it is possible to verify the global stability of the structure, once the instability occurs due the loss of equilibrium of the deformed structure.

Kimura [3] states that the larger the second order effects are, less stable the structure is and because of that the stability of a building may be evaluated by the calculation or estimative of these effects. As a way to simplify these analysis, the NBR 6118 [1] allows one to disregard the second order effects when they are not superior than 10% to the first order effects. This criterion is equivalent to the one adopted by the Eurocode 2 [4]. However, it is not suggested in none of these codes a superior limit that aims to prevent the collapse of the structure due loss of stability caused by excessive lateral displacements.

The ACI 318 [5] proposes that the consideration or not of the second order effects must be assessed in each floor of the building, obeying a limit of 5% relative to the first order effects, in order to be ignored. This code also specifies a superior limit of 40% for the total second order moments relative to the first order ones, ensuring the global stability of the structure when this condition is satisfied. As the second order effects require a nonlinear analysis, there can be used reference parameters for performing a simplified verification of the importance of these effects and, consequently, of the global stability. For this purpose, the Brazilian Standards recommends the use of the alfa (α) and gamma-z (γ_z) coefficients. Only the latter will be discussed in this paper because it is the most commonly used.

Besides the mentioned parameters, another method to evaluate the second order effects in reinforced concrete buildings uses the ratio between the total vertical load and the critical global load, named *instability index* by MacGregor and Hage (apud Fonte [6]). This parameter and the γ_z coefficient are discussed in the following sections.

3. γ_z coefficient

The γ_z is a parameter created by Franco and Vasconcelos [7], which aims to evaluate the importance of the second order effects in frame structures of at least four stores based on a first order linear analysis, being very convenient for structural analysis.

Vasconcelos [8] explains that this method is based on the hypothesis that the successive elastic lines, induced by the applied vertical load on the deformed structure follow a geometric progression. The NBR 6118 [1] determines that, for each load combination, the γ_z coefficient is calculated by:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Where:

$\Delta M_{tot,d}$ is the sum of the products of the total applied vertical forces on the structure in the considered combination by the horizontal displacements of their respective application points obtained from the first order analysis and;

$M_{1,tot,d}$ is the sum of the moments generated by all the horizontal forces of the considered combination taking the basis of the structure as reference.

Feitosa and Alves [9] explain that changes in the horizontal loads do not influence γ_z , for the second order forces would be modified proportionally to the first order ones, in this case. Thus, the factors that alter this coefficient are the vertical load and structure's stiffness.

To consider the physical non-linearity is mandatory for design and can be performed in an approximate manner by reducing the stiffness of the structural members as follows:

Slabs: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$ (2)

Beams: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ for $A'_s \neq A_s$ and (3)

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ for $A'_s = A_s$ (4)

Columns: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$ (5)

Where I_c is the second moment of inertia of concrete, including, for T beams, the flange contribution; E_{ci} is the concrete's initial elasticity modulus; A'_s is the area of steel in tension and A_s is the area of steel in compression.

The γ_z coefficient also has the advantage can be used as an average amplifier of the first order effects for the approximate calculation of the final forces of the structure. The NBR 6118 [1] admits that the horizontal internal forces may be multiplied by $0,95\gamma_z$ so the second order effects to be considered, since γ_z is no greater than 1,30.

The Brazilian Standards don't propose a superior limit for γ_z to ensure the global stability of the structure. Vasconcelos and França [10] states that for values greater 1,30 the structure is excessively flexible, requiring further analysis by other methods in order to avoid problems due vibrations and resonance. As reported by Kimura [3], buildings with γ_z above 1,30 have a high degree of instability. In addition, the author recommends 1,20 as the maximum value to be used during design.

4. Critical global buckling load factor (λ)

The *critical global buckling load factor* (λ) of a building is also a parameter that indicates the degree of stability of the structure and it is defined as the ratio of the critical global buckling load (F_{cr}) to the applied vertical load (F):

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F} \tag{6}$$

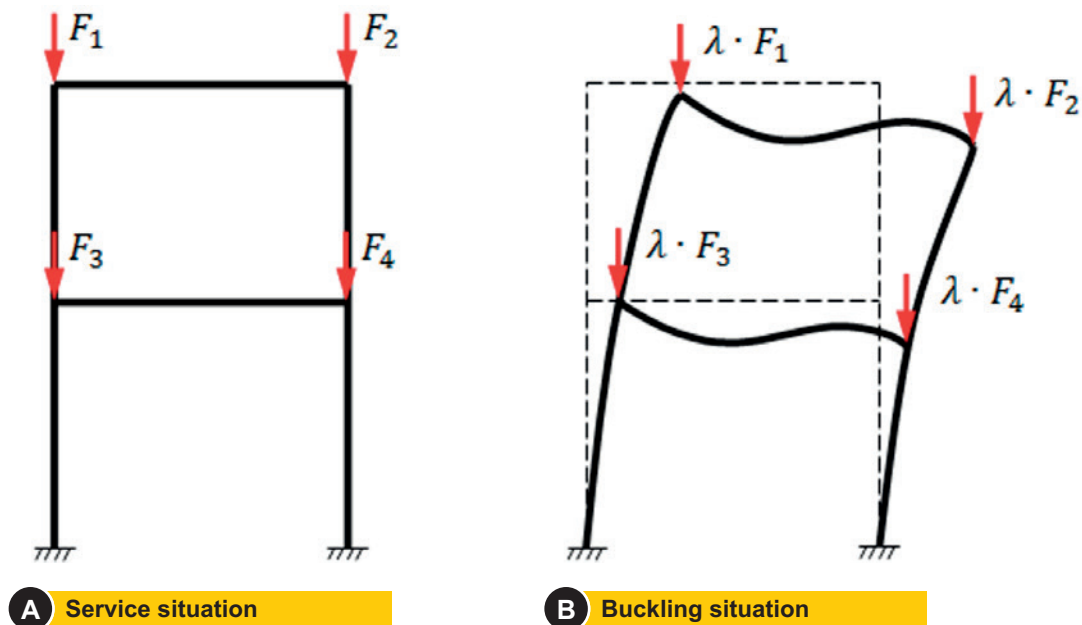
According to Oliveira [11], λ must multiply the vertical loads at their respective application points, resulting in the critical global load of the structure. This concept is better understood by observing Figure 1, where λ is represented in a simple plane frame example. The sum of the applied load multiplied by λ is the critical global buckling load of the structure.

Its value is determined through the resolution of an eigenvalues and eigenvectors problem, in which the first corresponds to the load factors and the later represents the multiple buckling modes. The equation that defines this type of problem is the following:

$$[[K_e] - \lambda \cdot [K_g]] \cdot \{d\} = 0 \tag{7}$$

Where, $[K_e]$ is the elastic stiffness matrix, $[K_g]$ is the geometric stiffness matrix and $\{d\}$ is the displacements vector. The eigenvalues are the values of λ for which the vector $\{d\}$ is a nontrivial solution. The eigenvectors $\{d\}$ are the critical modes respective to each eigenvalue.

Burgos [12] explains that for the calculation of the critical global buckling load factor it is admitted the hypothesis that there will be no significant change in the distribution of forces when the



From: OLIVEIRA [11], adapted by the author.

Figure 1
Definition of the critical global load factors

vertical loads are multiplied by λ . In addition, this analysis does not include the second order effects, since it is admitted that the displacements vary linearly with the loads' increase.

The same author remarks that in practical situations it is important to know the first two critical loads in order to verify a possible interaction or proximity between the buckling modes. And draws attention for the fact that λ must be used only as a reference parameter, since there are cases where the structure may suffer collapse due to a load considerably lower than the estimated.

MacGregor and Hage (apud Fonte [6]) denominate *instability index* (Q) the ratio between the total vertical load applied to the critical global buckling load. Therefore, this parameter is the inverse of the critical load factor, as described in equation (8):

$$Q = \frac{F}{F_{cr}} = \frac{1}{\lambda} \tag{8}$$

The authors also suggest an amplification factor which is similar to the γ_z coefficient, which aims to evaluate the magnitude of the second order effects as a function of the instability index of the structure. This amplification factor is calculated as follows:

$$f_a(\lambda) = \frac{1}{1 - Q} \tag{9}$$

In terms of the critical global buckling load, the equation (9) is rewritten as:

$$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \tag{10}$$

Based on comparisons and statistical studies, these authors concluded that a first order analysis is sufficient for structures where the Q is equal or inferior than 0,0475, which corresponds to λ superior than 21 and $f_a(\lambda)$ inferior than 1,05. When Q is bigger than 0,2, that is, $\lambda < 5$ and $f_a(\lambda) > 1,25$, the collapse risk increases rapidly, thus it is not recommended that this limit is exceeded.

Comparing these limits with what is prescribed by the NBR 6118 [1] and with the values commonly adopted by structural engineers in Brazil, one gets:

$f_a(\lambda) \leq 1,1 \rightarrow$ Fixed nodes structures (the first order analysis is sufficient);

$1,1 < f_a(\lambda) \leq 1,3 \rightarrow$ Free nodes structures (second order analysis is required);

$f_a(\lambda) > 1,3 \rightarrow$ Collapse probability increases.

In terms of critical global load factor:

$\lambda \geq 11 \rightarrow$ Fixed nodes structures (the first order analysis is sufficient);

$4,33 \leq \lambda < 11 \rightarrow$ Free nodes structures (second order analysis is required);

$\lambda < 4,33 \rightarrow$ Collapse probability increases.

It stands out that the limit of 1,25 for the amplification factor, as indicated by McGregor and Hage (apud Fonte [6]) to avoid loss of stability, was extended to 1,40 in the ACI 318 [5], for which the \check{e} corresponds to 3,50.

The NBR 6118/1980 [13] used to fix a inferior limit for the critical load. These standards admitted that the safety of the structure was guaranteed when the buckling load was less than three times the characteristic load. Therefore, the structure should be considered unstable when λ is lower than 3, what corresponds to an amplification factor $f_a(\lambda)$ equals 1,50. A limit for the second order effects magnitude related to global instability is not given by the Brazilian Standards.

5. Methodology

This paper aims to presents a comparative study between the γ_z coefficient and the critical global buckling load in order to formulate an equation that properly relates these parameters. For this purpose, multiple idealized structures based on the same plan are analyzed, having its column section and number of stores varying, resulting in spatial frames with varying global stiffness.

Aiming to verify the applicability of the γ_z coefficient in the calculation of the global critical load, three real reinforced concrete buildings, built or under construction in the city of Belem/Pará, were analyzed. These projects were provided by the A. C. Athayde Neto Projetos Estruturais company. Some of the criteria adopted in this paper may differ from the original design. Therefore, the results obtained can't be, in any way, be compared to the original ones.

For this numerical modeling and analysis, the SAP2000® system version 16.0.0 was used. This commercial software for structural analysis has vastly application on the market and was chosen because it performs the stability analysis in an automatic fashion, determining the global critical loads and the instability modes of the structure.

The analysis of the structures, constituted by columns, beams and slabs, were made through the Finite Elements Method (FEM). The columns and beams were represented by frame elements with the addition of rigid beam-column connection, as specified by the NBR 6118 [1], and the slabs were modelled by plate elements, considering the rigid diaphragm in the distribution of lateral forces.

The physical non-linearity was considered in an approximate manner through the reduction of the stiffness of the structural members, as recommended by NBR 6118 [1] for the global analysis of frame structures with a minimum of 4 stores, as indicated in equations (2), (3) e (5).

The wind loads were calculated following NBR 6123 [14] were applied on the models as horizontal point loads concentrated on each pavement according to the directions shown in Figure 2.

The γ_z coefficient was calculated using the horizontal displacements obtained from the linear analysis. To determine it, it was

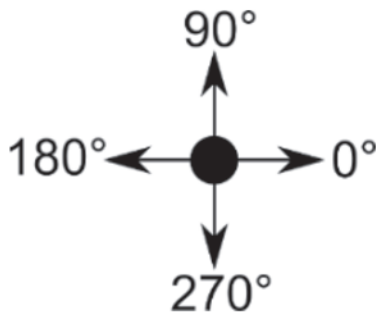


Figure 2
Wind directions incidence

Table 1
Load combination

| | |
|----------------|--|
| Comb. 1 | $1,4 \cdot \text{dead load} + \text{live load}$ |
| Comb. 2 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{live load} + 0,6 \cdot \text{wind } 90^\circ)$ |
| Comb. 3 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{live load} + 0,6 \cdot \text{wind } 270^\circ)$ |
| Comb. 4 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{live load} + 0,6 \cdot \text{wind } 0^\circ)$ |
| Comb. 5 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{live load} + 0,6 \cdot \text{wind } 180^\circ)$ |
| Comb. 6 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{wind } 90^\circ + 0,5 \cdot \text{live load})$ |
| Comb. 7 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{wind } 270^\circ + 0,5 \cdot \text{live load})$ |
| Comb. 8 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{wind } 0^\circ + 0,5 \cdot \text{live load})$ |
| Comb. 9 | $1,4 \cdot \text{dead load} + 1,4 \cdot (\text{wind } 180^\circ + 0,5 \cdot \text{live load})$ |

considered the safety formulation recommended by the NBR 6118 [1], by which the calculated second order effects are amplified by γ_f / γ_{f3} and later by γ_{f3} , where γ_f and γ_{f3} equal 1,40 and 1,10, respectively. The ultimate normal combinations adopted for its calculation are shown in Table 1.

In obtaining the critical load factor and the instability modes only the service values of the vertical loads were considered. The physical nonlinearity in this case was also considered in an approximate manner.

6. Idealized structures

6.1 Structures' description

The Typical Floor (or just Typical) drawn is used as an outline for all the modelled idealized structures is presented in Figure 3. It

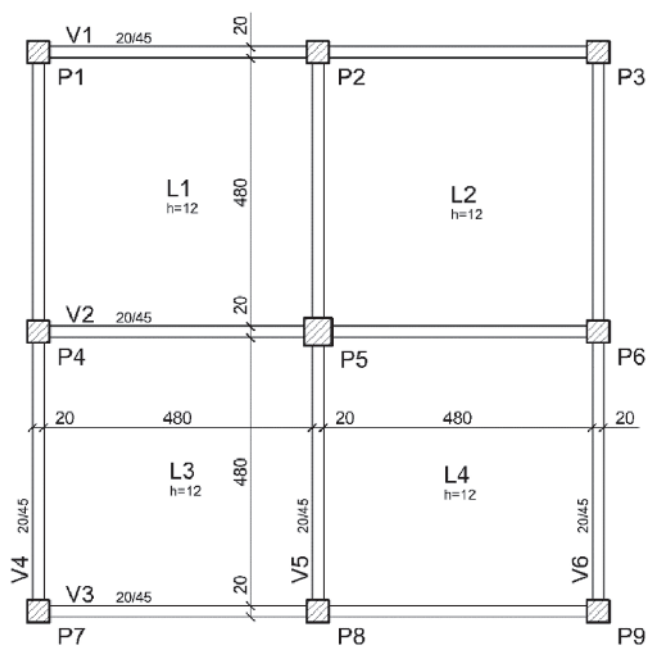


Figure 3
Outline of the typical floor of the idealized buildings

is composed by 6 beams of rectangular cross-section of 20cm x 45cm and 4 solid 12 cm thick slabs. The sections columns were not intentionally indicated because they vary in the several cases studied

5 groups of structures were created and named A, B, C, D and E, where each group is composed by models of equal number of stores. The quantity of Typical floors varies linearly from group to group: group A has 5 Typical; group B has 10 Typical and this way successively until group E, constituted by 25 Typical floors. Each of these groups has 5 subgroups, numbered 1 to 5, that differ in the cross-section of the columns. This was made to generate a variety of γ_z values within a group.

Therefore, it were analyzed 25 different structures, all having the same blueprint as outline. It is important to warn that in this procedure there was no concern if the design of the columns regarding their ultimate limit states or minimum dimensions recommended by the Brazilian standards. The only aim in their design was to obtain a variety of γ_z and λ parameters.

In addition, it was admitted that distance between each floor and the depth of the foundations don't vary and are equal to 3,00 m and 1,50 m, respectively. In Table 2 are presented the main dimensions of these models.

6.2 Material properties

For all the structures, the compressive strength of the concrete (f_{ck}) was 30 MPa, resulting in an initial elasticity modulus of 31 GPa, according to the NBR 6118 [1] and admitting granite as coarse aggregate.

6.3 Applied loads

The applied vertical loads are summarized in Table 3. For the definitions of these loads, the buildings were considered to have residential purpose and that all the beams support brick walls. Regarding the horizontal loads, it was admitted that the wind loads are the only acting. The criteria adopted are shown in Table 4.

6.4 Structural analysis using SAP2000®

The idealized models were analyzed using SAP2000®, from

Table 2
Characteristics of the idealized structures

| Group | Number of floors | Total height (m) | Case | Pillar dimensions (cm) | |
|-------|------------------|------------------|------|------------------------|-----------|
| | | | | P1 a P4, P6 a P9 | P5 |
| A | 5 | 13,5 | 1 | 22 / 22 | 25 / 25 |
| | | | 2 | 16 / 16 | 19 / 19 |
| | | | 3 | 14 / 14 | 19 / 19 |
| | | | 4 | 13 / 13 | 18 / 18 |
| | | | 5 | 12 / 12 | 17 / 17 |
| B | 10 | 28,5 | 1 | 32 / 32 | 45 / 45 |
| | | | 2 | 20 / 20 | 28 / 28 |
| | | | 3 | 17 / 17 | 26 / 26 |
| | | | 4 | 16 / 16 | 24 / 24 |
| | | | 5 | 15 / 15 | 21 / 21 |
| C | 15 | 43,5 | 1 | 50 / 50 | 55 / 55 |
| | | | 2 | 25 / 25 | 27 / 27 |
| | | | 3 | 20 / 20 | 31 / 31 |
| | | | 4 | 20 / 20 | 21 / 21 |
| | | | 5 | 18 / 18 | 20 / 20 |
| D | 20 | 58,5 | 1 | 73 / 73 | 80 / 80 |
| | | | 2 | 31 / 31 | 40 / 40 |
| | | | 3 | 25 / 25 | 33 / 33 |
| | | | 4 | 22 / 22 | 30 / 30 |
| | | | 5 | 19 / 19 | 27 / 27 |
| E | 25 | 73,5 | 1 | 95 / 95 | 100 / 100 |
| | | | 2 | 38 / 38 | 45 / 45 |
| | | | 3 | 30 / 30 | 30 / 30 |
| | | | 4 | 25 / 25 | 36 / 36 |
| | | | 5 | 21 / 21 | 30 / 30 |

Table 3
Vertical loads applied on the idealized structures

| Dead loads | | Live load |
|-------------|------------------------|------------------------|
| Brick walls | Slab cover | Overload |
| 5,40 kN/m | 1,00 kN/m ² | 1,50 kN/m ² |

Table 4
Criteria for the definition of the wind loads

| Criteria | | Value |
|-------------------------------|-------------|--------|
| Basic Wind velocity (V_0) | | 30 m/s |
| Topography factor (S_1) | | 1,00 |
| Roughness category (S_2) | | IV |
| Statistic factor (S_3) | | 1,00 |
| Building classes | Structure A | A |
| | Structure B | B |
| | Structure C | B |
| | Structure D | C |
| | Structure E | C |

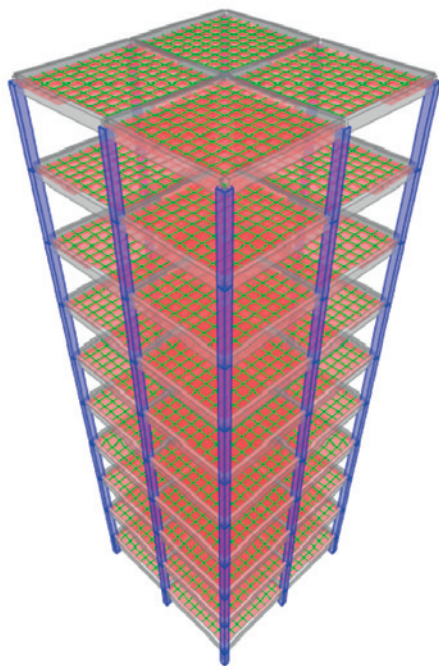


Figure 4
Spatial perspective of one of the idealized buildings in SAP2000®

which it was obtained the data needed for the calculation of the γ_z coefficient and the results regarding the elastic instability analysis (i.e. instability modes and critical global factor), which are necessary for the later calculation of the amplification coefficient $f_a(\lambda)$.

Figure 4 shows one the models analyzed through SAP2000®. All the models studied which were symmetric in direction X and Y, the results are equal for both directions. Therefore, it was calculated a single pair of values of γ_z and λ for these structures, which are valid for both principal directions.

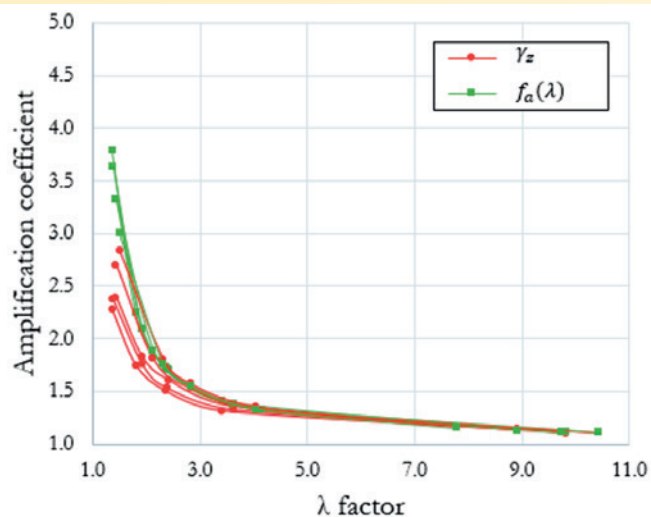


Figure 5
Relation of γ_z and $f_a(\lambda)$ coefficients and λ factor for the idealized structures

6.5 Results and discussion

The calculated values for the γ_z coefficient, critical global load factor λ and amplification coefficient $f_a(\lambda)$ are presented in Table 5. In these analysis, there was no concern with ultimate or serviceability limit states, for the objective was only to establish a relation between the global stability parameters calculated, without considering the design of the structural members.

For purposes of comparison, the calculated values are show graphically in Figure 5, in which the horizontal axis corresponds to the λ factor and the vertical axis is the amplification factor of the first order forces.

It is observed that, until a value close to 1,50, there is good agreement between γ_z and $f_a(\lambda)$, which permits to establish the following approximated relation:

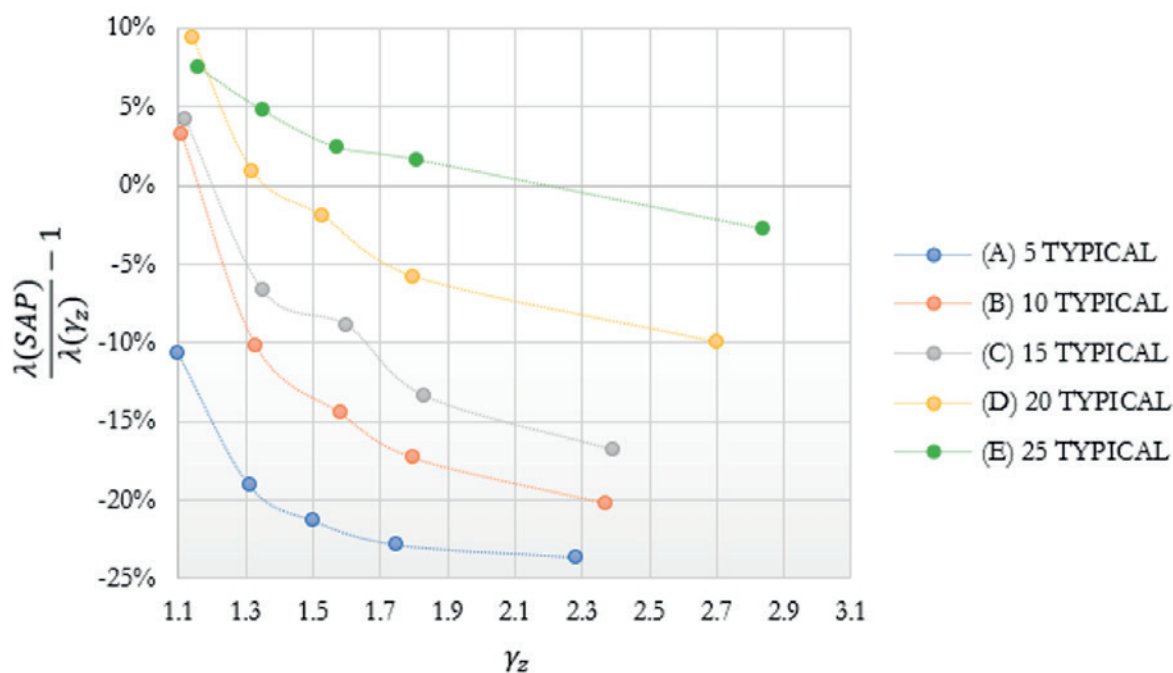


Figure 6
Percentage variation of λ obtained using SAP2000 e through γ_z

Table 5

 Calculated values of the coefficients γ_z , λ and $f_a(\lambda)$ for the idealized structures

| Structure | Case | γ_z | $\lambda(\gamma_z)$ | λ (SAP) | $f_a(\lambda)$ | Coarse |
|--------------------|------|------------|---------------------|-----------------|----------------|---------------|
| A (5 Typical) | 1 | 1,10 | 11,00 | 9,82 | 1,11 | Translational |
| | 2 | 1,31 | 4,23 | 3,42 | 1,41 | |
| | 3 | 1,50 | 3,00 | 2,36 | 1,74 | |
| | 4 | 1,75 | 2,33 | 1,80 | 2,25 | |
| | 5 | 2,28 | 1,78 | 1,36 | 3,78 | |
| B (10 Typical) | 1 | 1,11 | 10,09 | 10,42 | 1,11 | Translational |
| | 2 | 1,33 | 4,03 | 3,62 | 1,38 | |
| | 3 | 1,58 | 2,72 | 2,33 | 1,75 | |
| | 4 | 1,80 | 2,25 | 1,86 | 2,16 | |
| | 5 | 2,37 | 1,73 | 1,38 | 3,63 | |
| C (15 Typical) | 1 | 1,12 | 9,33 | 9,73 | 1,11 | Translational |
| | 2 | 1,35 | 3,86 | 3,60 | 1,38 | |
| | 3 | 1,60 | 2,67 | 2,43 | 1,70 | |
| | 4 | 1,83 | 2,20 | 1,91 | 2,10 | |
| | 5 | 2,39 | 1,72 | 1,43 | 3,33 | |
| D (20 Typical) | 1 | 1,14 | 8,14 | 8,91 | 1,13 | Translational |
| | 2 | 1,32 | 4,13 | 4,16 | 1,32 | |
| | 3 | 1,53 | 2,89 | 2,83 | 1,55 | |
| | 4 | 1,80 | 2,25 | 2,12 | 1,89 | |
| | 5 | 2,70 | 1,59 | 1,43 | 3,33 | |
| E (25 Typical)v | 1 | 1,16 | 7,25 | 7,79 | 1,15 | Translational |
| | 2 | 1,35 | 3,86 | 4,04 | 1,33 | |
| | 3 | 1,57 | 2,75 | 2,82 | 1,55 | |
| | 4 | 1,81 | 2,25 | 2,27 | 1,79 | |
| | 5 | 2,84 | 1,54 | 1,50 | 3,00 | |

$$\gamma_z \cong f_a(\lambda) \quad (11)$$

Using (10) and (11) it is possible to relate the γ_z coefficient and the critical global load λ as follows:

$$\gamma_z = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \quad (12)$$

Hence, in order to find λ as a function of γ_z it is sufficient to isolate it in equation (12):

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1} \quad (13)$$

This relation is valid for γ_z within 1,00 and 1,50. The inferior limit is due the impossibility of the division. The superior limit was fixed based on the great discrepancy observed in higher values, as one can see in Figure 6. With exception of the five-story buildings, the error found for λ when calculated as a function of γ_z are lower than 15% for the cases against safety and 10% for the in favor of security. It is concluded that under a limit of 1,50, the approximated equation provides satisfactory results. It is important to notice that even for γ_z higher than 2,00, the error found was inferior than 25%.

The established relation holds only for the cases where the critical instability modes coincide with the principal directions for which γ_z is calculated, that is, when the instability mode is translational in the X and Y directions.

Having equations (12) and (13), it is now possible to determine the recommended limits of the main normative codes in function of the parameters γ_z and λ .

The criterion for ignoring the second order global effects varies in the different standards. In Eurocode 2 [4] and NBR 6118 [1] consider that when the second order effects are equal or lower than 10% the first order ones ($\gamma_z = 1,10$), corresponding to $\lambda = 11$, they can be neglected. However, ACI 318 [5], where the verification is performed floor by floor, the limit is taken as 5% and $\lambda = 20$. With regard to the global stability verification, NBR 6118/1980 [13] suggested a safety buckling coefficient equals 3 ($\lambda = 3,00$), which, using equation (13), corresponds to $\gamma_z = 1,50$. Considering the ACI 318 [5], that recommends a superior limit of 1,40 for the ratio between the final global effects and the first order ones ($\gamma_z = 1,40$), the value of λ equals 3,50.

For the γ_z limited to 1,30 by the actual NBR 6118 [1] when used for the simplified calculation of the global second order forces, the relative λ equals 4,33. All these limits are presented in Table 6.

Table 6

Limits for γ_z and λ calculated using different codes

| Code | Second order effects may be neglected | | Second order effects may be approximately calculated | | Global instability verification | |
|--------------------|---------------------------------------|-----------|--|-----------|---------------------------------|-----------|
| | γ_z | λ | γ_z | λ | γ_z | λ |
| NBR 6118/2014 [1] | 1,10 | 11,0 | 1,30 | 4,33 | - | - |
| EUROCODE 2 [4] | 1,10 | 11,0 | - | - | - | - |
| ACI 318 [5] | 1,05 | 20,0 | - | - | 1,40 | 3,50 |
| NBR 6118/1980 [13] | - | - | - | - | 1,50 | 3,00 |

7. Real buildings

7.1 Building 1

This residential building (Figure 7) is composed by 12 floors and it is 32,75 m high. The floors are: ground floor, 8 typical, water box and its cover. The height of the floors are presented in Table 7.

The concrete's compressive strength (f_{ck}) adopted is 25 MPa and its tangent elastic modulus is 28 GPa. The floors measure 15,93 x 47,58 m. The structure is constituted by solid slabs, pillars and beams of rectangular cross-section (Figure 8).

7.2 Building 2

This residential building (Figure 9) is 110,38 m high. The heights of the floors are presented in Table 8. The concrete's compressive strength (f_{ck}) adopted is 30 MPa and its tangent elastic modulus is 31 GPa. The structure is constituted by solid slabs, pillars and beams of rectangular cross-section (Figure 10). In addition, a L-shaped column of great stiffness is placed around the elevator shaft.

7.3 Building 3

This commercial building (Figure 9) is 108,2 m high. The heights

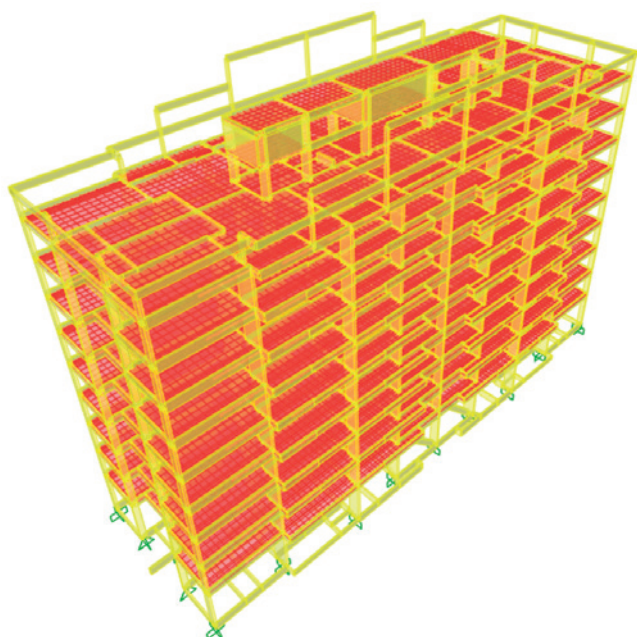


Figure 7
Building 1

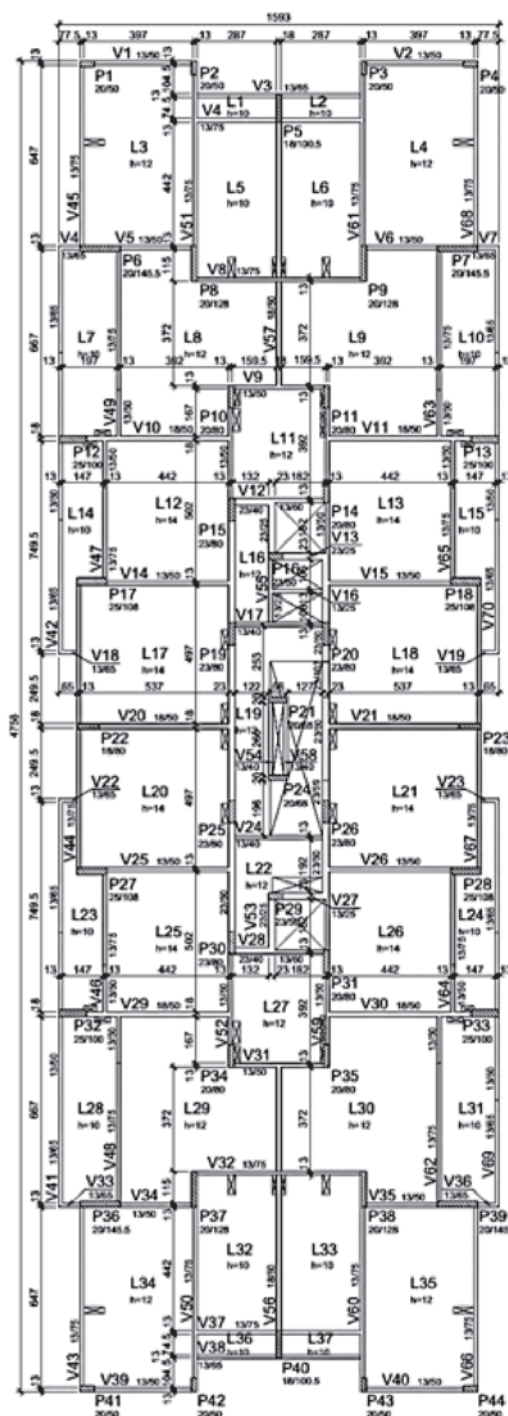


Figure 8
Outline of the typical floor of Building 1

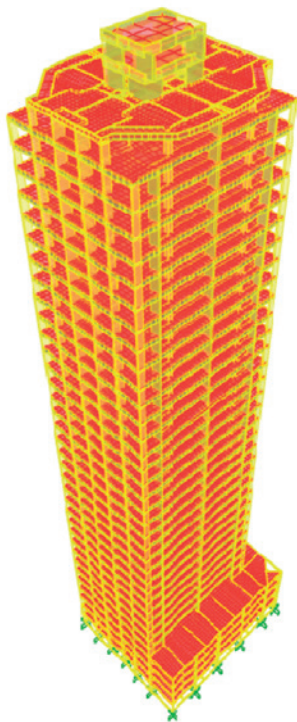


Figure 9
Building 2

Table 7
Floor heights for Building 1

| Floor | Floor heights (m) | Level (m) |
|-----------------------|-------------------|-----------|
| Water reservoir cover | 2,15 | 32,75 |
| Water reservoir | 2,40 | 30,60 |
| Barrilete | 3,00 | 28,20 |
| 2° to 8° typical (7x) | 3,00 | 25,20 |
| First typical | 4,20 | 4,20 |
| Ground floor | 0,00 | 0,00 |

Table 8
Floor heights for Building 2

| Floor | Floor heights (m) | Level (m) |
|-------------------------|-------------------|-----------|
| Water reservoir cover | 2,50 | 104,26 |
| Water reservoir | 2,50 | 101,76 |
| Ceiling | 2,90 | 99,26 |
| Roof | 2,90 | 96,36 |
| 2° to 30° typical (29x) | 2,90 | 93,46 |
| 1° Typical | 3,24 | 9,36 |
| Mezzanine | 3,06 | 6,12 |
| Pilotis | 3,06 | 3,06 |
| Ground floor | 3,06 | 0,00 |
| Basement 1 | 3,06 | -3,06 |
| Basement 2 | 0,00 | -6,12 |

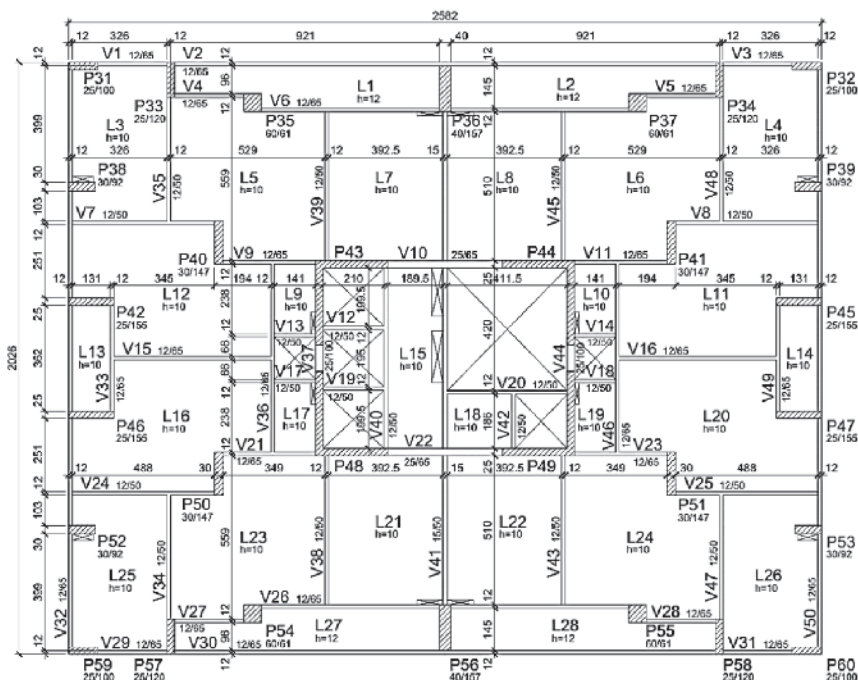


Figure 10
Outline of the typical floor of Building 2

Table 9
Floor heights for Building 3

| Floor | Floor heights (m) | Level (m) |
|-------------------------|-------------------|-----------|
| Water box cover | 2,42 | 100,42 |
| Barrel | 1,65 | 98,00 |
| Penthouse 2 | 1,35 | 96,35 |
| Penthouse 1 | 3,00 | 95,00 |
| 9° to 28° typical (20x) | 3,00 | 92,00 |
| 8° typical | 5,70 | 32,00 |
| 7° typical | 4,20 | 26,30 |
| 2° to 6° typical (5x) | 3,00 | 22,10 |
| 1° typical | 3,10 | 7,10 |
| Mezzanine | 4,00 | 4,00 |
| Ground floor | 2,60 | 0,00 |
| 1° to 2° garage (2x) | 2,60 | -5,20 |
| Garage 3 | 0,00 | -7,80 |

of the floors are presented in Table 9. The concrete's compressive strength (f_{ck}) adopted is 40 MPa and its tangent elastic modulus is 35 GPa. The structure is constituted by solid slabs, pillars and beams of rectangular and L-shaped cross-sections (Figure 12). Some of the beams were prestressed, but these effects weren't considered in the present analysis.

7.4 Applied loads

The vertical applied loads were the same used during the buildings' design process, which are based on the recommendations of the NBR 6120 [15]. The dead load of the concrete members was calculated using a specific weight of 25 kN/m³. For the walls, it was considered a load of 1,80 kN/m². The floor covering weight was 1,30 kN/m². Beyond the dead load, a live load of 1,50 kN/m² for the residential buildings and 2,00 kN/m² for the commercial buildings were considered. The remaining load followed NBR 6120 [15] recommendations.

The horizontal loads were considered due only the wind action and

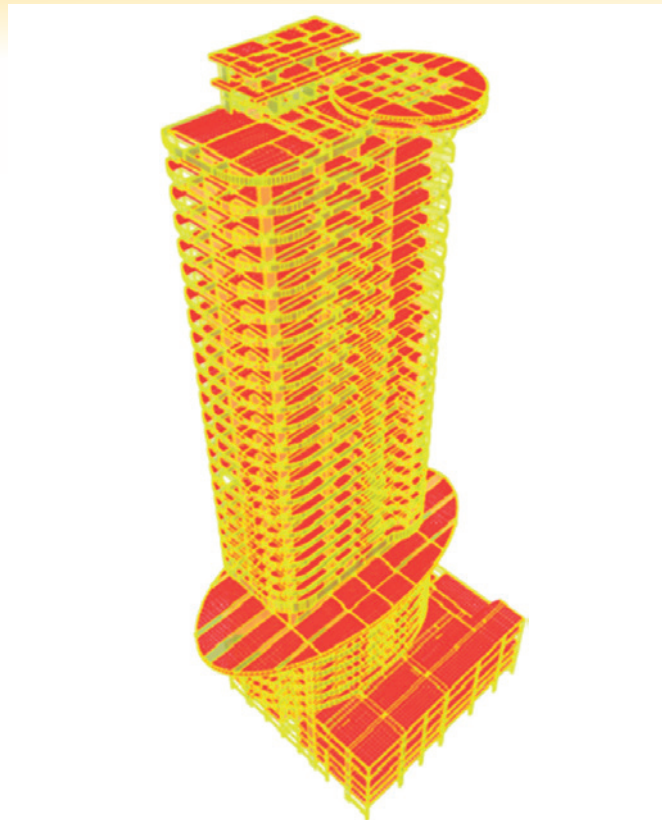


Figure 11
Building 3

were applied in the 4 directions indicated in Figure 2. The parameters for the determination of these loads were defined accordingly to the suggestions of NBR 6123 [14] and are exposed in Table 10. The Drag coefficients calculated for each building are presented in Table 11.

7.5 Results and discussion

Table 12 shows the values obtained for the γ_z coefficient considering different wind directions. Table 13 presents the description of the first three buckling modes with their respective critical load

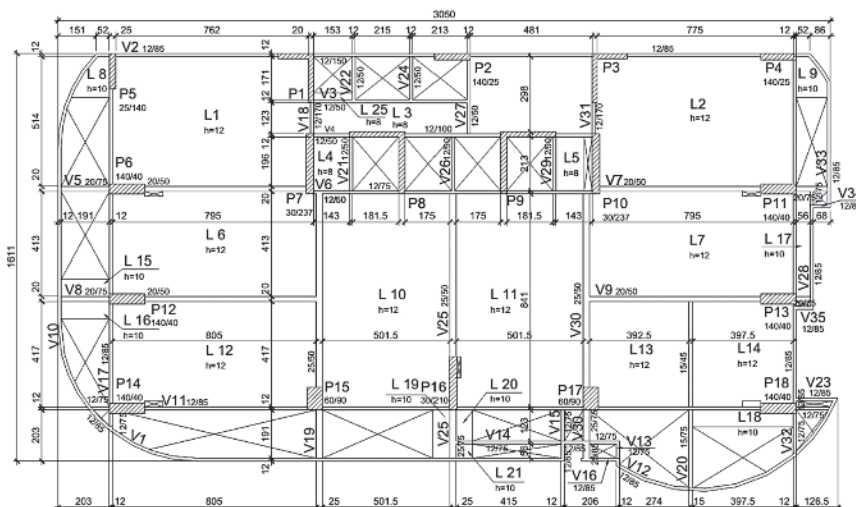


Figure 12
Outline of the typical floor of Building 3

factors λ , obtained from the elastic stability analysis performed in SAP2000®, and the amplification factors $f_a(\lambda)$ for the cases in which the buckling occurs due translation.

The results displayed in Table 12 are graphically presented in Figure 15, as well as its relation to the γ_z and corresponding λ limits. The first band represents the interval for which the second order global effects can be neglected. The second band is the range in which the second order nonlinear analy-

Table 10

Adopted parameters for the calculation of wind loads

| Criteria | Values |
|--------------------------------------|--------|
| Basic wind load (V_0) | 30 m/s |
| Topographic terrain factor (S_1) | 1,00 |
| Roughness category (S_2) | IV |
| Statistic factor (S_3) | 1,00 |
| Building class | C |

Table 11

Calculated drag coefficient for each building

| Direction | Drag coefficient | | |
|-----------|------------------|------------|------------|
| | Building 1 | Building 2 | Building 3 |
| 90° | 0,78 | 1,41 | 1,08 |
| 270° | 0,78 | 1,41 | 1,08 |
| 0° | 1,24 | 1,32 | 1,15 |
| 180° | 1,24 | 1,32 | 1,15 |

Table 12

Results for the γ_z coefficient

| Buildings | Wind direction | |
|------------|----------------|--------------|
| | 0° and 180° | 90° and 270° |
| Building 1 | 1,13 | 1,08 |
| Building 2 | 1,12 | 1,12 |
| Building 3 | 1,08 | 1,17 |

Table 13

Results of the elastic stability analysis

| Buildings | Buckling modes | | | | | | | | |
|------------|----------------|-------------|------------------|---------------|-------------|------------------|---------------|-------------|------------------|
| | 1° | λ_1 | $f_a(\lambda_1)$ | 2° | λ_2 | $f_a(\lambda_2)$ | 3° | λ_3 | $f_a(\lambda_3)$ |
| Building 1 | Translation X | 9,49 | 1,12 | Torsion | 10,73 | - | Translation Y | 14,03 | 1,08 |
| Building 2 | Torsion | 4,98 | - | Translation X | 10,05 | 1,11 | Translation Y | 10,75 | 1,10 |
| Building 3 | Translation Y | 8,33 | 1,14 | Torsion | 11,21 | - | Bending Y | - | 964,59 |

sis can be performed approximately using γ_z . The next band contains the cases with high second order effect, but, admitting a limit of $\lambda(\gamma_z)$ equals 3,00, there is still reasonable safety regarding the global stability for X and Y directions. Lastly, there are the cases that present a high risk of collapse due loss of stability.

The graph shows that the buildings are very stiff, having low γ_z . However, for the where its value is higher than 1,10, a second order global effects analysis is obligatory.

A comparison between γ_z and $f_a(\lambda)$ is shown in Figure 13. Due the stiffness of the buildings studied, the difference of these parameters is negligible.

In Table 14, the values of λ calculated by the simplified method equation (13) and by SAP2000® are presented. Its percentage variation is graphically displayed in Figure 14. All the variations are positive, indicating that the critical global factor λ obtained by equation (13) are inferior than the calculated by SAP2000®. Therefore, although in some cases the differences are bigger, the approximated equation provided reasonable and higher values

Nevertheless, it is important to remember that this estimative of λ (using the γ_z coefficient) is not a sufficient condition in the assessment of the global stability of the structure, since the calculation of γ_z presupposes the most critical instability would occur in the X and Y directions, and not always the translational modes are the most critical, existing cases where the most critical mode

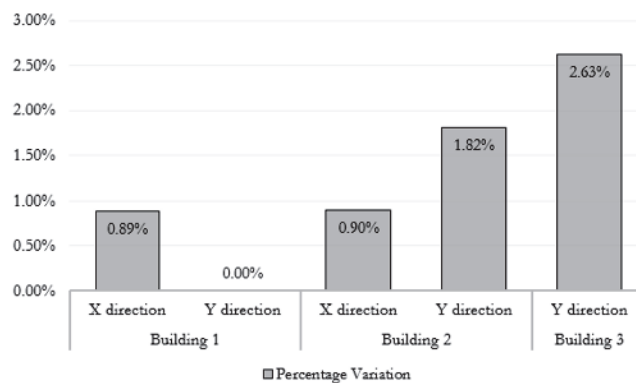


Figure 13

Percentage variation among the γ_z and $f_a(\lambda)$ coefficients of the real buildings

Table 14
 λ factor calculated as a function of γ_z and by SAP2000®

| Buildings | Wind direction | γ_z | $\lambda(\gamma_z)$ | $\lambda(SAP)$ |
|------------|----------------|------------|---------------------|----------------|
| Building 1 | X | 1,13 | 8,69 | 9,49 |
| | Y | 1,08 | 13,50 | 14,03 |
| Building 2 | X | 1,12 | 9,33 | 10,05 |
| | Y | 1,12 | 9,33 | 10,75 |
| Building 3 | Y | 1,17 | 6,88 | 8,33 |

is torsional. This situation is evident in Building 2, having first a torsional instability mode and other two translational modes in the directions X and Y.

To clarify this situation, an extra analysis of Building 2 was performed in SAP2000®, imposing a γ_z coefficient equals 1,30. This state was reached by reducing the elasticity modulus of the concrete to a value close to 13 GPa. For this situation, the calculated critical load factor λ was 2,47 and the most critical buckling load remained torsional. The structure would not attend NBR 6118/1980

[13] ($\lambda = 3,00$), although the corresponding γ_z is equal 1,30, value generally accepted.

8. Conclusions

A comparison between the γ_z coefficient and $f_a(\lambda)$ was performed using idealized structures and it was proved the results variation is negligible under 1,50.

Assuming the equality of these parameters up until a specific limit, an approximate relation of them was established equation (13). This equation, therefore, permits to estimate the state of the structure with respect to its critical instability point in function only of the γ_z coefficient. In the idealized structures, the calculated errors in favor of and against safety were lower than 10% and 15%, respectively.

The results for the real buildings provided by the proposed equation were satisfactory, providing values of λ lower than the obtained from SAP2000®.

However, the global stability analysis by means of the γ_z coefficient was proved not to be sufficient for the cases where the most critical instability mode corresponds to a torsional configuration of the structure.

In a further analysis of Building 2 with γ_z imposed and equals 1,30, the global stability criterion suggested by NBR 6118/1980 [13] was not satisfied. This case shows a clear inefficiency of γ_z when the most critical mode is torsional.

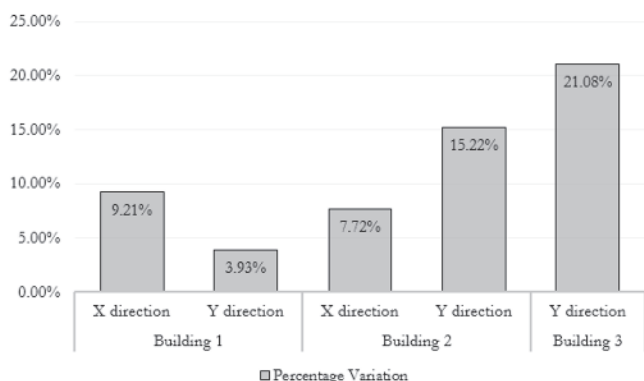


Figure 14
 Percentage variance of the calculated λ as a function of γ_z and by SAP2000®

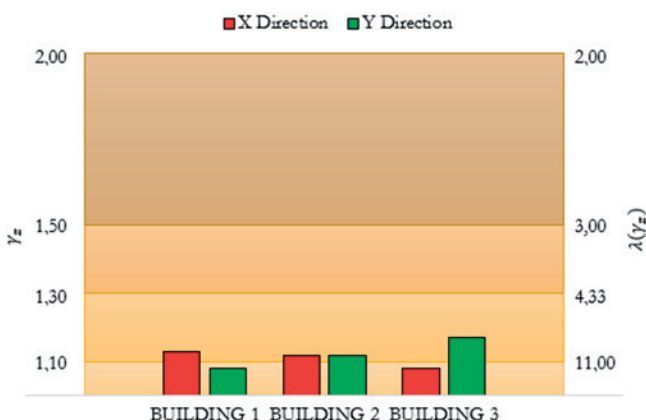


Figure 15
 State of the real buildings in relation to γ_z and λ coefficients

9. Acknowledgment

The authors thank CAPES for the financial support and the engineer Archimino Athayde for the data on the buildings used in this research.

10. Bibliographic references

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced concrete: mechanics and design. 6 ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.
- [3] KIMURA, A. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI,2007.
- [4] EUROCODE 2. Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

- [5] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [6] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos. Tese de doutorado - Programa de Pós-graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 223. 1992.
- [7] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings, p.307-323, 1991.
- [8] VASCONCELOS, A.C. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?. In: SIMPÓSIO DE ATUALIZAÇÃO SOBRE A NOVA NB-1, Belo Horizonte, 2002.
- [9] FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2015, vol.8, n.2, pp.196-224. ISSN 1983-4195.
- [10] VASCONCELOS, A. C.; FRANÇA, R. L. S. Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos métodos de segunda ordem em edifícios altos usuais. FIP Symposium. Johannesburg. 1997.
- [11] OLIVEIRA, D. M. D. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 153. 2002.
- [12] BURGOS, R. B. Avaliação de cargas críticas e comportamento pós-crítico inicial de pórticos planos. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica - PUC-RJ. Rio de Janeiro, RJ, p. 120. 2005.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro. 1980.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.

Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient

Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z



V. V. S. VIEIRA^a
engvitorvieira@gmail.com

S. J. RODRIGUES JUNIOR^a
srodriguesjr@ufpa.br

L. A. C. M. VELOSO^a
lveloso@ufpa.br

Abstract

Global stability analysis is becoming increasingly important in the design of reinforced concrete buildings, especially in the slender ones, due its sensitivity to lateral displacement. The loss of stability is usually associated with the intensity of the second order effects and, in that sense, the gamma-z (γ_z) coefficient is an important evaluation parameter for this problem. This work aims to verify the γ_z efficiency as a global stability parameter based on the buckling load factors of the structures and their respective critical buckling modes. To this purpose, a comparative analysis is performed in several idealized structures, from which an approximate equation for calculating the critical load factor based on the γ_z coefficient is obtained. This equation was verified by numerical analysis of Finite Elements Method models of real reinforced concrete buildings. It was concluded that the proposed equation presents satisfying results within a certain range of γ_z .

Keywords: global stability, second order global effects, gamma-z coefficient, critical load factor, reinforced concrete buildings.

Resumo

A análise da estabilidade global tem se tornado cada vez mais importante no projeto de edifícios de concreto armado, sobretudo nos mais esbeltos, por serem mais sensíveis aos deslocamentos laterais. A perda de estabilidade é usualmente associada à intensidade dos efeitos de 2ª ordem e, nesse sentido, o coeficiente gama-z (γ_z) torna-se um importante parâmetro de avaliação deste problema. O objetivo deste trabalho é verificar a eficiência do γ_z como parâmetro de estabilidade global, tomando como base os fatores de carga de flambagem das estruturas e os respectivos modos críticos de instabilidade. Para esta finalidade, é realizada uma análise comparativa de diversas estruturas idealizadas, de onde obteve-se uma equação para o cálculo aproximado do fator de carga crítica em função do coeficiente γ_z . A validação dessa equação foi realizada por meio da análise numérica de modelos em Elementos Finitos de edifícios reais de concreto armado. Constatou-se que a equação proposta oferece resultados satisfatórios para um certo intervalo de γ_z .

Palavras-chave: estabilidade global, efeitos globais de 2ª ordem, coeficiente gama-z, fator de carga crítica, edifícios de concreto armado.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

A verificação da estabilidade global é um requisito fundamental nos projetos de edifícios de concreto armado para que estes não sofram problemas futuros que afetem a sua segurança e, conseqüentemente, aumentem o risco de colapso. Os edifícios mais altos e esbeltos são, geralmente, mais sensíveis aos deslocamentos laterais e os projetistas devem considerar estes efeitos.

Uma análise rigorosa da estabilidade envolve a predição da trajetória de equilíbrio da estrutura, assim como a determinação das suas cargas críticas e dos seus modos de instabilidade. Porém, na maioria das análises estruturais de edificações, o interesse maior está voltado somente para a determinação dos carregamentos críticos e respectivos modos de instabilidade.

A análise mais precisa da estabilidade global não é um processo simples, sendo necessários recursos computacionais mais aprimorados para tanto. Ela avalia o estado em que a estrutura se encontra em relação ao seu limite de estabilidade, por meio da relação entre a sua carga crítica e o carregamento vertical aplicado. Além disso, esse processo traz como benefício o conhecimento da configuração deformada mais crítica da estrutura.

Usualmente, na elaboração dos projetos de edificações de concreto armado, a análise da estabilidade global limita-se à verificação dos esforços adicionais provenientes dos efeitos de 2ª ordem. Dessa forma, percebe-se que não existe uma preocupação em avaliar a segurança da estrutura em relação à sua carga crítica global de instabilidade.

Uma maneira simples de estimar os efeitos de 2ª ordem sem a necessidade da realização de uma análise não-linear geométrica é através do *coeficiente gama-z* (γ_z), parâmetro que visa avaliar a magnitude dos efeitos de 2ª ordem a partir de uma análise linear, sendo frequentemente utilizado por projetistas como parâmetro de referência na análise da estabilidade global.

A NBR 6118 [1] recomenda que o coeficiente γ_z seja aplicado, dentro de certos limites, na avaliação da importância dos efeitos globais de 2ª ordem, bem como na amplificação dos efeitos de 1ª ordem para o cálculo aproximado dos esforços finais da estrutura. No entanto, essa norma não estabelece um limite superior que vise restringir a magnitude dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, de modo que estas estejam livres dos problemas de instabilidade global.

Neste trabalho, objetiva-se estabelecer uma relação entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem com base em conceitos presentes na literatura e na análise de estruturas idealizadas com geometria simplificada. Essa relação é então transformada em uma equação aproximada que permite estimar o fator de carga crítica a partir do coeficiente γ_z . Tal equação permite que se mensure de modo aproximado o nível de segurança da estrutura em relação ao seu modo de instabilidade mais crítico. Mais adiante são analisados exemplos de edifícios reais, com o objetivo de verificar a validade da equação proposta.

Para modelagem e processamento das estruturas, tanto idealizadas quanto de edifícios reais, foi utilizado o programa computacional SAP2000® V16.0.0, um dos sistemas mais conhecidos no mercado para análise estrutural.

2. Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de 2ª ordem surgem quando as equações de equilíbrio

são consideradas na configuração deformada da estrutura, o que ocasiona um comportamento não-linear geométrico.

Segundo Wight e Macgregor [2], através de uma análise de 2ª ordem é possível verificar a estabilidade global de uma estrutura, uma vez que a instabilidade é provocada justamente pela perda de equilíbrio da estrutura deformada.

Kimura [3] afirma que quanto maiores os efeitos de 2ª ordem, menos estável será a estrutura e por isso a estabilidade de um edifício pode ser avaliada por meio de um cálculo ou estimativa desses efeitos.

Como forma de simplificar essas análises, a NBR 6118 [1] permite que os efeitos globais de 2ª ordem sejam desprezados quando não representam acréscimos superiores a 10% em relação aos de 1ª ordem. Este critério é equivalente ao adotado pelo Eurocode 2 [4]. No entanto, não é sugerido em nenhum desses códigos um limite superior que vise prevenir o colapso da estrutura por perda de estabilidade devido a deslocamentos laterais excessivos.

Pelo ACI 318 [5], a consideração ou não dos efeitos de 2ª ordem deve ser avaliada em cada pavimento da estrutura, obedecendo ao limite de acréscimo de 5% em relação aos efeitos de 1ª ordem para que possam ser desprezados. Este código normativo também especifica um limite superior de 40% para os momentos totais de 2ª ordem em relação aos totais de 1ª ordem, sendo garantida a estabilidade global da estrutura quando essa condição é satisfeita.

Como a consideração dos efeitos de 2ª ordem requer uma análise não-linear, existem parâmetros que podem ser utilizados como referência para uma verificação simplificada da importância desses efeitos na estrutura e, conseqüentemente, da estabilidade global. Para esta finalidade, a Norma Brasileira recomenda o emprego dos coeficientes alfa (α) e gama-z (γ_z). Apenas o último será tratado neste trabalho porque é o mais comumente utilizado.

Além dos parâmetros citados, outra forma de avaliar os efeitos de 2ª ordem nos edifícios de concreto é através da relação entre a sua carga vertical total e a sua carga crítica global, denominada por MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) de *índice de instabilidade*. Esse parâmetro, assim como o coeficiente γ_z , é tratado com mais detalhes nas seções seguintes.

3. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro desenvolvido por Franco e Vasconcelos [7], cujo objetivo é avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares a partir de uma análise linear de 1ª ordem, o que torna sua utilização bastante conveniente nas análises estruturais.

Vasconcelos [8] explica que este método se baseia na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas causadas pelo carregamento vertical aplicado na configuração deformada da estrutura seguem uma progressão geométrica.

A NBR 6118 [1] especifica que, para cada combinação de carregamento, o coeficiente γ_z é calculado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, pelos deslocamentos

horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem e;

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada em relação à base da estrutura.

Feitosa e Alves [9] explicam que mudanças no carregamento horizontal não influenciam o valor de γ_z , pois os esforços de segunda ordem seriam modificados proporcionalmente aos de 1ª ordem, nesse caso. Portanto, os fatores que exercem influência neste coeficiente são os carregamentos verticais e a rigidez da estrutura.

A consideração da não-linearidade física é obrigatória no cálculo, podendo ser feita de maneira aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, atribuindo-se os seguintes valores:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$ (2)

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A'_s \neq A_s$ e (3)

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A'_s = A_s$ (4)

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$ (5)

Onde I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes; E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto; A'_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração e A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

O coeficiente γ_z também possui a vantagem de poder ser empregado como um amplificador médio dos esforços de 1ª ordem na obtenção aproximada dos esforços finais da estrutura. A NBR 6118 [1] admite que os esforços horizontais de 1ª ordem sejam

majorados por $0,95 \gamma_z$ para a consideração aproximada dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, desde que γ_z não seja superior a 1,30. A Norma Brasileira não propõe um limite superior para γ_z que garanta a estabilidade global de uma estrutura. Vasconcelos e França [10] asseguram que para valores maiores que 1,30 a estrutura já se encontra excessivamente flexível, devendo ser analisada por outros métodos para que se evitem problemas causados por vibrações e ressonâncias. Segundo Kimura [3], edifícios com valores superiores a 1,30 possuem um grau de instabilidade elevado. O autor ainda recomenda que 1,20 seja o valor máximo aceitável em projetos.

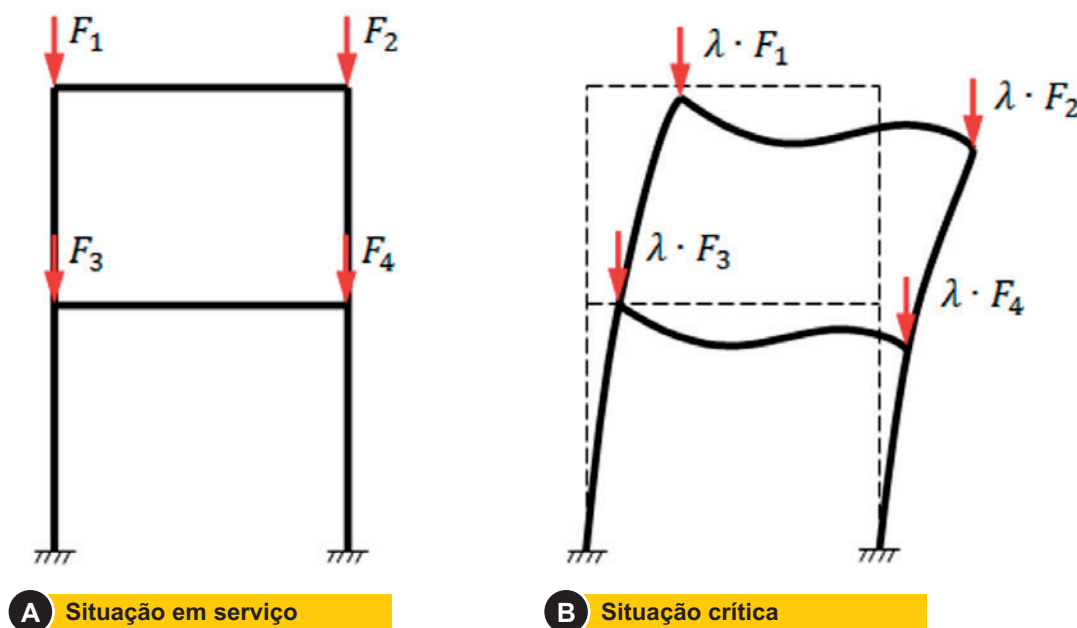
4. Fator de carga crítica global de flambagem (λ)

O fator de carga crítica global de flambagem (λ) de um edifício é também um parâmetro indicativo do grau de estabilidade da estrutura e é obtido pela relação entre a carga crítica global de flambagem (F_{cr}) e o carregamento vertical total aplicado (F), ou seja:

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F} \tag{6}$$

Segundo Oliveira [11], o λ é um fator que deve multiplicar as cargas verticais atuantes, nos seus devidos pontos de aplicação. Esse conceito pode ser entendido com mais clareza observando-se a Figura 1, onde o fator λ é representado em um caso simples de pórtico plano. A somatória das cargas atuantes majoradas por λ representa a carga crítica global de flambagem da estrutura.

Seu valor é determinado através da solução de um problema de autovalores e autovetores, onde os autovalores correspondem aos



Fonte: OLIVEIRA [11], adaptada pelo autor.

Figura 1
Definição do fator de carga crítica global nas estruturas

fatores de carga e os autovetores representam os modos de flambagem. A equação que define este problema é expressa a seguir:

$$\{[K_e] - \lambda \cdot [K_g]\} \cdot \{d\} = 0 \tag{7}$$

Nessa expressão, $[K_e]$ é a matriz de rigidez elástica, $[K_g]$ é a matriz de rigidez geométrica e $\{d\}$ representa o vetor dos deslocamentos. Os autovalores são os valores de λ para os quais o vetor $\{d\}$ representa uma solução não nula. Os autovetores $\{d\}$ são os modos críticos obtidos para cada autovalor.

Burgos [12] explica que no cálculo do fator de carga crítica de flambagem é admitida a hipótese de que não ocorrerão mudanças significativas na distribuição dos esforços caso as cargas verticais sejam multiplicadas por λ . Além disso, essa análise não inclui os efeitos de 2ª ordem, pois supõe-se que os deslocamentos variem de forma linear com o aumento das cargas.

O mesmo autor comenta que nas situações práticas é importante conhecer as duas primeiras cargas críticas para que se verifique uma eventual interação ou proximidade entre modos de flambagem. E chama atenção ainda para o fato de que o fator λ deve ser utilizado apenas como um parâmetro de referência, já que existem casos em que a estrutura pode sofrer colapso sob um carregamento consideravelmente menor do que o estimado.

MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) denominam de *índice de instabilidade* (Q) a relação entre a carga vertical total aplicada e a carga crítica global de flambagem. Portanto, este parâmetro é o inverso do fator de carga crítica, conforme descreve a equação (8).

$$Q = \frac{F}{F_{cr}} = \frac{1}{\lambda} \tag{8}$$

Os autores também sugerem um fator de amplificação semelhante ao coeficiente γ_z que visa avaliar a magnitude dos efeitos globais de 2ª ordem em função do índice de instabilidade das estruturas. Esse fator de amplificação é calculado pela seguinte expressão:

$$f_a(\lambda) = \frac{1}{1 - Q} \tag{9}$$

Em termos do fator de carga crítica global de flambagem, a equação (9) é reescrita da seguinte forma:

$$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \tag{10}$$

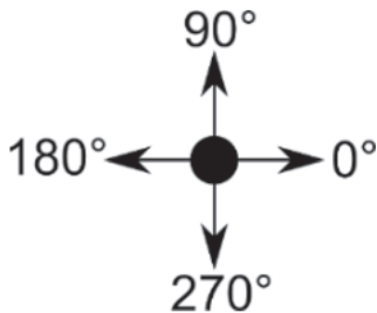


Figura 2
Ângulos de incidência do vento

Baseando-se em comparações e estudos estatísticos, estes autores concluíram que apenas uma análise de 1ª ordem é suficiente nas estruturas quando o valor de Q é menor ou igual a 0,0475, ou seja, para valores de λ superiores a 21 e $f_a(\lambda)$ inferiores a 1,05. Quando Q é superior a 0,2, ou seja, λ menor que 5 e $f_a(\lambda)$ maior que 1,25, o risco de colapso aumenta rapidamente, por isso recomendam que este limite não seja ultrapassado.

Comparando esses limites com o que prescreve a NBR 6118 [1] e com os valores que vêm sendo adotados pelos engenheiros de estruturas no Brasil, têm-se os seguintes limites:

$f_a(\lambda) \leq 1,1 \rightarrow$ Estruturas de nós fixos (somente análise de 1ª ordem é suficiente);

$1,1 < f_a(\lambda) \leq 1,3 \rightarrow$ Estruturas de nós móveis (obrigatória análise de 2ª ordem);

$f_a(\lambda) > 1,3 \rightarrow$ Aumento da probabilidade de colapso.

Em termos do fator de carga crítica global, tem-se:

$\lambda \geq 11 \rightarrow$ Estruturas de nós fixos (somente análise de 1ª ordem é suficiente);

$4,33 \leq \lambda < 11 \rightarrow$ Estrutura de nós móveis (obrigatória análise de 2ª ordem);

$\lambda < 4,33 \rightarrow$ Aumento da probabilidade de colapso.

Destaca-se que o limite de 1,25 do fator de amplificação, indicado por MacGregor e Hage (apud Fonte [6]) para que se evite o risco de colapso por perda de estabilidade, foi estendido para 1,40 no ACI 318 [5], limite este para o qual o fator λ corresponde a 3,50.

A NBR 6118/1980 [13], fixava um limite inferior para o fator de carga crítica. Esta norma admitia que a segurança da estrutura era garantida caso a solicitação de flambagem não fosse inferior a 3 vezes a solicitação correspondente à ação característica. Portanto, a estrutura deveria ser considerada instável quando o valor de λ fosse menor que 3, o que equivale a um fator de amplificação $f_a(\lambda)$ igual a 1,50. Ressalta-se que a atual Norma Brasileira (NBR 6118/2014 [1]) não estabelece um limite para a magnitude dos efeitos de 2ª ordem quanto a perda da estabilidade global.

5. Metodologia de estudo

Este trabalho se propõe a apresentar um estudo comparativo entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem, a fim de buscar uma equação que defina adequadamente a relação entre esses parâmetros. Para isso, são analisadas diversas estruturas idealizadas baseadas na mesma configuração de fôrma, variando-se as seções dos pilares e a quantidade de pavimentos, de forma a gerar pórticos espaciais com rigidez globais diferenciadas.

Com o intuito de se verificar a aplicabilidade do coeficiente γ_z na determinação do fator de carga crítica global, são analisados três exemplos de edifícios reais de concreto armado já executados ou em fase de execução, situados na cidade de Belém do Pará. Os projetos estruturais destes edifícios foram fornecidos pela A. C. Athayde Neto Projetos Estruturais. Ressalta-se, entretanto, que alguns dos critérios de análise adotados aqui podem discordar dos modelos originais. Por isso, os resultados obtidos nas presentes análises não poderão, de maneira nenhuma, ser comparados aos resultados originais.

Para a modelagem e extração dos resultados foi empregado o sistema SAP2000® versão 16.0.0. Este é um *software* comercial

Tabela 1Combinções de ações para o cálculo do coeficiente γ_z

| | |
|----------------|---|
| Comb. 1 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + \text{carga acid.})$ |
| Comb. 2 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 90^\circ)$ |
| Comb. 3 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 270^\circ)$ |
| Comb. 4 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 0^\circ)$ |
| Comb. 5 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 180^\circ)$ |
| Comb. 6 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 90^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$ |
| Comb. 7 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 270^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$ |
| Comb. 8 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 0^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$ |
| Comb. 9 | $1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 180^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$ |

de análise estrutural com vasta aplicação no mercado e foi escolhido pelo fato de realizar de forma automática a análise de estabilidade, determinando os fatores de carga crítica e os modos de instabilidade da estrutura.

As análises das estruturas, constituídas por pilares, vigas e lajes, foram realizadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Os pilares e vigas são representados por elementos de barra, sendo atribuídos trechos rígidos nas ligações viga-pilar, de acordo com o especificado na NBR 6118 [1], e as lajes foram modeladas com elementos de placa, tendo o efeito de diafragma rígido na distribuição dos esforços laterais.

A não-linearidade física foi considerada de forma aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, conforme recomenda a NBR 6118 [1] para análise global de estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares, indicados nas equações (2), (3) e (5).

As cargas de vento foram calculadas de acordo com a NBR 6123 [14] e foram aplicadas nos modelos como forças horizontais concentradas em cada pavimento, de acordo com as direções indicadas na Figura 2.

O coeficiente γ_z foi calculado a partir dos deslocamentos horizontais obtidos na análise linear. Para a sua determinação, foi considerada a formulação de segurança recomendada pela NBR 6118 [1] na qual calculam-se os efeitos de 2ª ordem das cargas majoradas de γ_f / γ_{f3} , que posteriormente são majoradas de γ_{f3} , onde γ_f é igual a 1,40 e γ_{f3} é igual 1,10. As combinações últimas normais de ações adotadas para a sua determinação são indicadas na Tabela 1.

Para a obtenção do fator de carga crítica e dos modos de instabilidade foram considerados somente os carregamentos verticais com seus valores em serviço. Ressalta-se que nesse caso a não-linearidade física também foi levada em conta de forma aproximada na análise.

6. Estruturas idealizadas

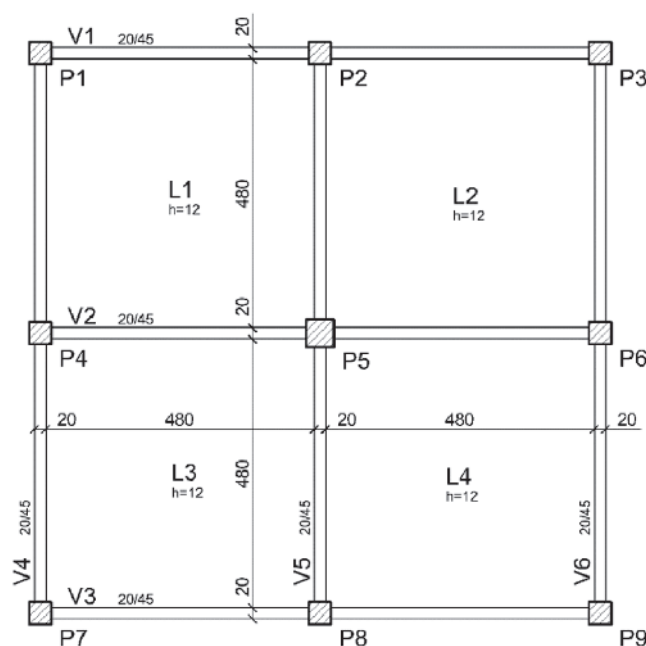
6.1 Descrição das estruturas

A fôrma Tipo elaborada para geração das estruturas idealizadas é apresentada na Figura 3. Esta é composta por 6 vigas com seção retangular de 20cm x 45cm e 4 lajes maciças com espessura de

12 cm. As seções dos pilares não foram indicadas propositalmente por variarem dentro dos diversos casos estudados.

Foram criados 5 grupos de estruturas denominados de A, B, C, D e E, sendo cada grupo composto por modelos com uma mesma quantidade de pavimentos. O número de pavimentos Tipo em cada grupo varia linearmente: o primeiro possui 5 Tipos; o segundo, 10 Tipos, e assim sucessivamente até o grupo E, constituído por 25 Tipos. Cada um destes grupos ainda apresenta 5 subgrupos, enumerados de 1 a 5, que se diferenciam pela variação das seções dos pilares. Isso foi feito para que se chegasse a diferentes valores de γ_z para modelos de um mesmo grupo.

Assim sendo, foram analisados 25 casos diferentes de estruturas, todas baseadas na mesma fôrma. Ressalta-se que nesse procedimento não houve preocupação com o dimensionamento dos pilares quanto ao estado-limite último e nem com as dimensões mínimas

**Figura 3**

Fôrma dos pavimentos tipo (sem escala) – cotas em centímetro

Tabela 2

Características das estruturas idealizadas

| Estrutura | N° de tipos | Altura total (m) | Caso | Dimensões dos pilares (cm) | |
|-----------|-------------|------------------|------|----------------------------|-----------|
| | | | | P1 a P4, P6 a P9 | P5 |
| A | 5 | 13,5 | 1 | 22 / 22 | 25 / 25 |
| | | | 2 | 16 / 16 | 19 / 19 |
| | | | 3 | 14 / 14 | 19 / 19 |
| | | | 4 | 13 / 13 | 18 / 18 |
| | | | 5 | 12 / 12 | 17 / 17 |
| B | 10 | 28,5 | 1 | 32 / 32 | 45 / 45 |
| | | | 2 | 20 / 20 | 28 / 28 |
| | | | 3 | 17 / 17 | 26 / 26 |
| | | | 4 | 16 / 16 | 24 / 24 |
| | | | 5 | 15 / 15 | 21 / 21 |
| C | 15 | 43,5 | 1 | 50 / 50 | 55 / 55 |
| | | | 2 | 25 / 25 | 27 / 27 |
| | | | 3 | 20 / 20 | 31 / 31 |
| | | | 4 | 20 / 20 | 21 / 21 |
| | | | 5 | 18 / 18 | 20 / 20 |
| D | 20 | 58,5 | 1 | 73 / 73 | 80 / 80 |
| | | | 2 | 31 / 31 | 40 / 40 |
| | | | 3 | 25 / 25 | 33 / 33 |
| | | | 4 | 22 / 22 | 30 / 30 |
| | | | 5 | 19 / 19 | 27 / 27 |
| E | 25 | 73,5 | 1 | 95 / 95 | 100 / 100 |
| | | | 2 | 38 / 38 | 45 / 45 |
| | | | 3 | 30 / 30 | 30 / 30 |
| | | | 4 | 25 / 25 | 36 / 36 |
| | | | 5 | 21 / 21 | 30 / 30 |

Tabela 3

Cargas verticais aplicadas nas estruturas idealizadas

| Ações permanentes | | Ações acidentais |
|-------------------|------------------------|------------------------|
| Peso das paredes | Revestimento das lajes | Sobrecarga |
| 5,40 kN/m | 1,00 kN/m ² | 1,50 kN/m ² |

Tabela 4

Critérios para a definição dos carregamentos horizontais nas estruturas idealizadas

| Critério | | Valor |
|--|-------------|--------|
| Velocidade básica do vento (V_0) | | 30 m/s |
| Fator topográfico do terreno (S_1) | | 1,00 |
| Categoria de rugosidade (S_2) | | IV |
| Fator estatístico (S_3) | | 1,00 |
| Classe da edificação | Estrutura A | A |
| | Estrutura B | B |
| | Estrutura C | B |
| | Estrutura D | C |
| | Estrutura E | C |

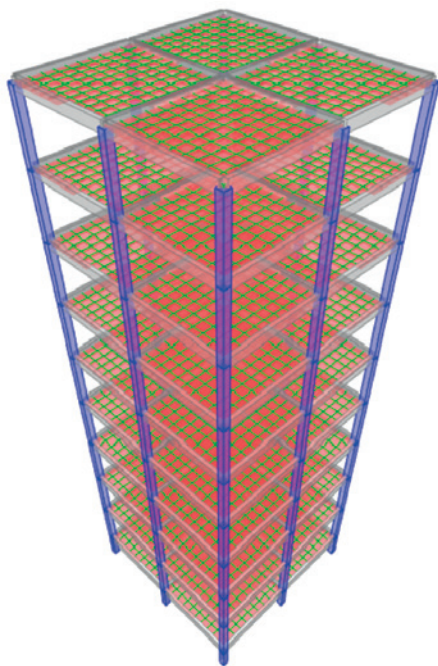


Figura 4
Modelo espacial no SAP2000® de um dos edifícios idealizados

recomendadas por norma. Buscou-se apenas causar uma variabilidade dos resultados dos parâmetros γ_z e λ . Além disso, admitiu-se que a distância entre pavimentos e a profundidade das fundações são constantes em todas as estruturas e valem 3,00 m e 1,50 m, respectivamente. Na Tabela 2 são indicadas as principais dimensões adotadas para essas estruturas idealizadas.

6.2 Propriedades dos materiais

Para todas as estruturas foi atribuída uma resistência caracterís-

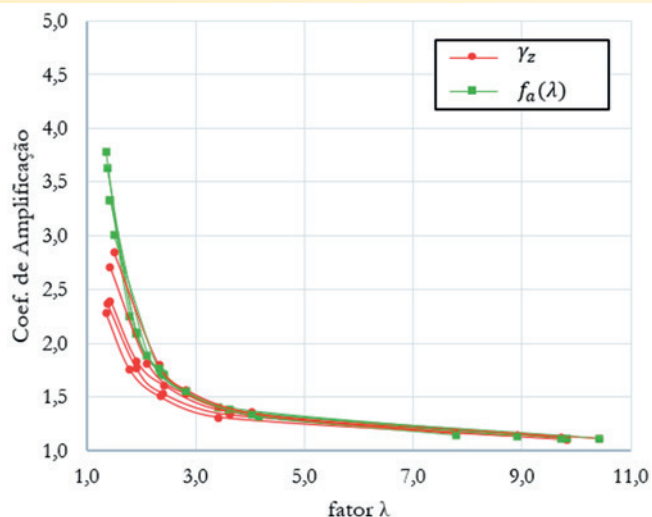


Figura 5
Relação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ e o fator λ , para as estruturas idealizadas

tica do concreto (f_{ck}) de 30 MPa, o que resultou em um módulo de elasticidade inicial de 31 GPa, de acordo com a NBR 6118 [1], admitindo-se o granito como agregado graúdo.

6.3 Carregamentos aplicados

Os carregamentos verticais aplicados estão indicados na Tabela 3. Para a definição de tais carregamentos, as edificações foram consideradas com finalidade residencial e também admitiu-se que todas as vigas apoiam paredes de alvenaria. Quanto aos carregamentos horizontais, foi admitida somente a ação do vento como carga atuante. Os critérios adotados na consideração desse esforço são mostrados na Tabela 4.

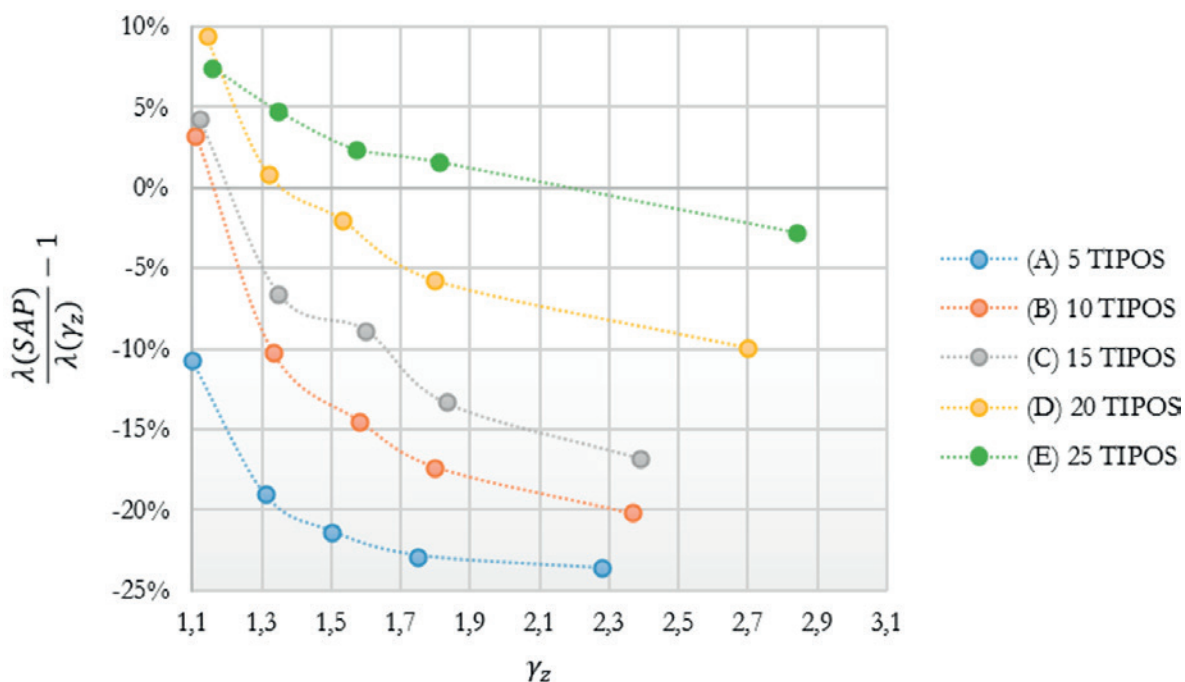


Figura 6
Variação percentual entre os valores de λ obtidos no SAP2000 e através do γ_z

Tabela 5Resultados dos coeficientes γ_z , λ e $f_a(\lambda)$ para as estruturas idealizadas

| Estrutura | Caso | γ_z | λ (γ_z) | λ (SAP) | $f_a(\lambda)$ | Modo crítico de instabilidade |
|-----------------|------|------------|--------------------------|-----------------|----------------|-------------------------------|
| A (5 tipos) | 1 | 1,10 | 11,00 | 9,82 | 1,11 | Translação |
| | 2 | 1,31 | 4,23 | 3,42 | 1,41 | |
| | 3 | 1,50 | 3,00 | 2,36 | 1,74 | |
| | 4 | 1,75 | 2,33 | 1,80 | 2,25 | |
| | 5 | 2,28 | 1,78 | 1,36 | 3,78 | |
| B (10 tipos) | 1 | 1,11 | 10,09 | 10,42 | 1,11 | Translação |
| | 2 | 1,33 | 4,03 | 3,62 | 1,38 | |
| | 3 | 1,58 | 2,72 | 2,33 | 1,75 | |
| | 4 | 1,80 | 2,25 | 1,86 | 2,16 | |
| | 5 | 2,37 | 1,73 | 1,38 | 3,63 | |
| C (15 tipos) | 1 | 1,12 | 9,33 | 9,73 | 1,11 | Translação |
| | 2 | 1,35 | 3,86 | 3,60 | 1,38 | |
| | 3 | 1,60 | 2,67 | 2,43 | 1,70 | |
| | 4 | 1,83 | 2,20 | 1,91 | 2,10 | |
| | 5 | 2,39 | 1,72 | 1,43 | 3,33 | |
| D (20 tipos) | 1 | 1,14 | 8,14 | 8,91 | 1,13 | Translação |
| | 2 | 1,32 | 4,13 | 4,16 | 1,32 | |
| | 3 | 1,53 | 2,89 | 2,83 | 1,55 | |
| | 4 | 1,80 | 2,25 | 2,12 | 1,89 | |
| | 5 | 2,70 | 1,59 | 1,43 | 3,33 | |
| E (25 tipos) | 1 | 1,16 | 7,25 | 7,79 | 1,15 | Translação |
| | 2 | 1,35 | 3,86 | 4,04 | 1,33 | |
| | 3 | 1,57 | 2,75 | 2,82 | 1,55 | |
| | 4 | 1,81 | 2,25 | 2,27 | 1,79 | |
| | 5 | 2,84 | 1,54 | 1,50 | 3,00 | |

6.4 Análise estrutural no SAP2000®

Os modelos idealizados foram processados no SAP2000®, de onde foram obtidos os dados necessários ao cálculo do coeficiente γ_z e os resultados relativos à análise de instabilidade elástica, ou seja, modos de instabilidade e fator de carga crítica, necessários para o cálculo posterior do coeficiente de amplificação $f_a(\lambda)$.

Na Figura 4 é mostrado um dos modelos analisados no SAP2000®. Em todos os casos estudados neste trabalho, os quais as estruturas são simétricas nas direções X e Y, os resultados são iguais em ambas as direções. Portanto, foi calculado um único valor de γ_z e λ , válido para as duas direções principais.

6.5 Resultados e discussões

Os resultados do coeficiente γ_z , do fator de carga crítica global λ e do coeficiente de amplificação $f_a(\lambda)$ são apresentados na Tabela 5. Não houve preocupação com os limites normativos (ELU e ELS), pois o objetivo foi somente de estabelecer relações entre os parâmetros de estabilidade globais calculados, sem levar em conta o dimensionamento dos elementos estruturais.

Para fins de comparação, os valores calculados foram dispostos no gráfico ilustrado na Figura 5, no qual o eixo horizontal corresponde aos fatores λ obtidos na análise computacional e o eixo vertical representa os fatores de amplificação dos esforços de 1ª ordem. Percebe-se que, até um valor de aproximadamente 1,50, há uma boa concordância entre os valores de γ_z e $f_a(\lambda)$. Portanto, nessas condições, pode-se estabelecer a seguinte relação aproximada:

$$\gamma_z \cong f_a(\lambda) \quad (11)$$

Dessa forma, a partir das equações (10) e (11) é possível relacionar de forma aproximada o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global λ pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \quad (12)$$

Portanto, para se encontrar o valor de λ em função do coeficiente γ_z , basta isolá-lo na equação (12), de onde se obtém:

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1} \quad (13)$$

Lembra-se que essa relação fica limitada a um intervalo de γ_z

Tabela 6Limites de γ_z e λ calculados em função das recomendações normativas

| Norma | Dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem | | Cálculo simplificado dos esforços globais de 2ª ordem | | Verificação da estabilidade global | |
|--------------------|--|-----------|---|-----------|------------------------------------|-----------|
| | γ_z | λ | γ_z | λ | γ_z | λ |
| NBR 6118/2014 [1] | 1,10 | 11,0 | 1,30 | 4,33 | - | - |
| EUROCODE 2 [4] | 1,10 | 11,0 | - | - | - | - |
| ACI 318 [5] | 1,05 | 20,0 | - | - | 1,40 | 3,50 |
| NBR 6118/1980 [13] | - | - | - | - | 1,50 | 3,00 |

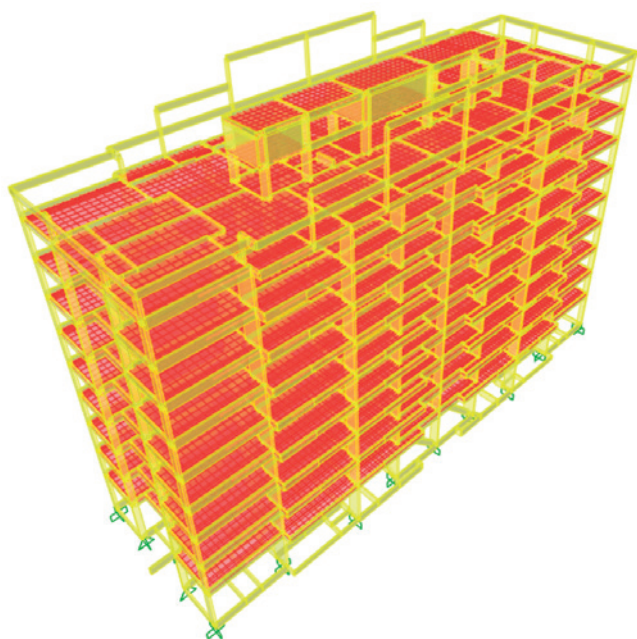
entre 1,00 e 1,50. O limite inferior é devido à impossibilidade de divisão por zero. O limite superior foi fixado em decorrência das discrepâncias encontradas para valores superiores, como se pode observar no gráfico de dispersão da Figura 6. Nota-se que, com exceção das estruturas com 5 pavimentos tipo, os erros encontrados para os valores de λ calculados através de γ_z permanecem abaixo de 15% para os casos contrários a segurança, e abaixo de 10% nos casos a favor da segurança. Deste modo, conclui-se que abaixo do limite de 1,50 a equação aproximada oferece resultados satisfatórios. Cabe ressaltar que mesmo para valores de γ_z superiores a 2,00 os erros encontrados foram inferiores a 25%.

Ressalta-se também que a relação estabelecida só tem validade nos casos em que o modo de instabilidade crítico coincide com a direção principal para a qual o γ_z é calculado, ou seja, quando o modo de instabilidade é de translação nas direções X ou Y.

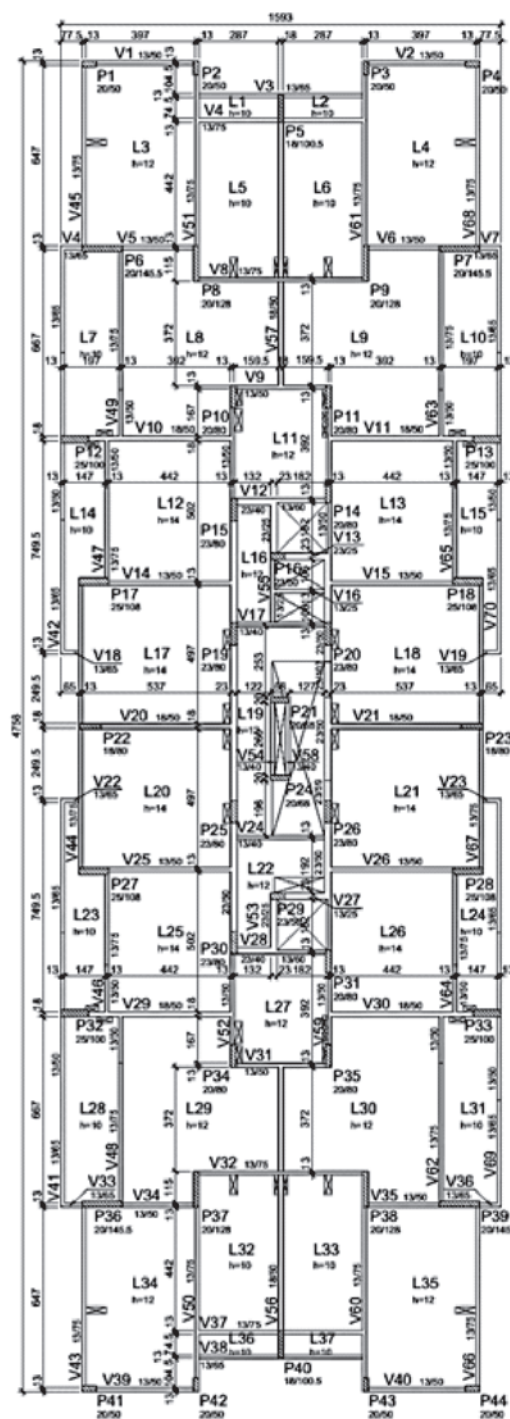
De posse das equações (12) e (13) é possível agora determinar os limites recomendados pelos principais códigos normativos em função de γ_z e λ .

O critério para a dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem varia nas diferentes normas. Para o Eurocode 2 [4] e para a NBR 6118 [1], onde a relação entre os efeitos de 2ª e 1ª ordem é limitada a 10% ($\gamma_z = 1,10$), o fator λ correspondente é igual a 11. Já no ACI 318 [5], onde a verificação é realizada por pavimento, o γ_z correspondente ao limite de 5% é igual a 1,05 e o valor de λ é igual a 20.

Quanto à verificação da estabilidade global, a NBR 6118/1980 [13]

**Figura 7**

Vista em perspectiva do edifício 1

**Figura 8**

Fôrma dos pavimentos tipo do edifício 1

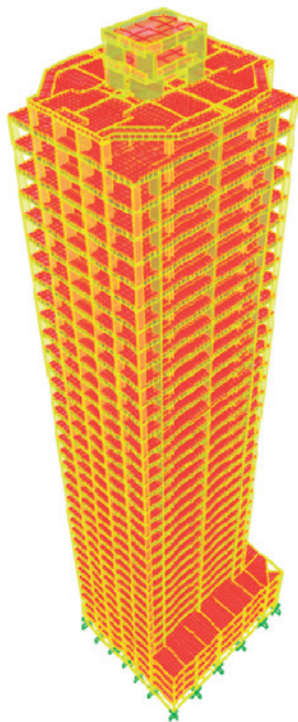


Figura 9
Vista em perspectiva do edifício 2

Tabela 7
Distâncias entre pisos do edifício 1

| Pavimento | Distância entre pisos (m) | Nível (m) |
|---------------------|---------------------------|-----------|
| Tampa | 2,15 | 32,75 |
| Reservatório | 2,40 | 30,60 |
| Barrilete | 3,00 | 28,20 |
| 2° ao 8° tipos (7x) | 3,00 | 25,20 |
| 1° tipo | 4,20 | 4,20 |
| Térreo | 0,00 | 0,00 |

Tabela 8
Distâncias entre pisos do edifício 2

| Pavimento | Distância entre pisos (m) | Nível (m) |
|----------------------|---------------------------|-----------|
| Tampa | 2,50 | 104,26 |
| Cx. d'água | 2,50 | 101,76 |
| Forro | 2,90 | 99,26 |
| Cobertura | 2,90 | 96,36 |
| 2° ao 30° tipo (29x) | 2,90 | 93,46 |
| 1° tipo | 3,24 | 9,36 |
| Mezanino | 3,06 | 6,12 |
| Pilotis | 3,06 | 3,06 |
| Térreo | 3,06 | 0,00 |
| 1° subsolo | 3,06 | -3,06 |
| 2° subsolo | 0,00 | -6,12 |

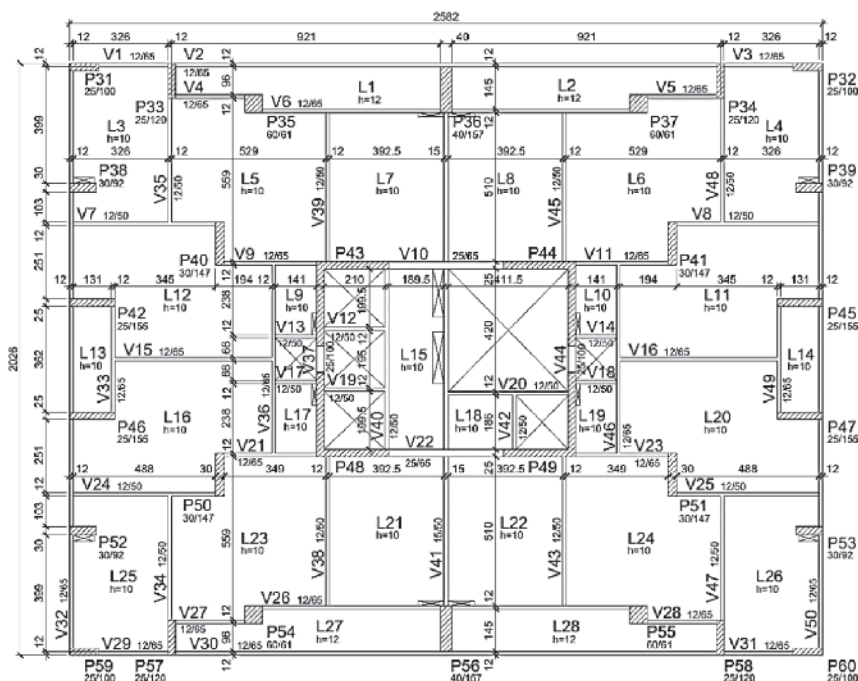


Figura 10
Fôrma dos 2° ao 24° pavimento tipo do edifício 2

Tabela 9

Distâncias entre pisos do edifício 3

| Pavimento | Distância entre pisos (m) | Nível (m) |
|-----------------------|---------------------------|-----------|
| Tampa | 2,42 | 100,42 |
| Barrilete | 1,65 | 98,00 |
| Cobertura 2 | 1,35 | 96,35 |
| Cobertura 1 | 3,00 | 95,00 |
| 9° ao 28° pav. (20x) | 3,00 | 92,00 |
| 8° pav. | 5,70 | 32,00 |
| 7° pav. | 4,20 | 26,30 |
| 2° ao 6° pav. (5x) | 3,00 | 22,10 |
| 1° pav. | 3,10 | 7,10 |
| Sobreloja | 4,00 | 4,00 |
| Térreo | 2,60 | 0,00 |
| 1° ao 2° garagem (2x) | 2,60 | -5,20 |
| 3° garagem | 0,00 | -7,80 |

recomendava um coeficiente de segurança à flambagem igual a 3 ($\lambda = 3,00$), o qual, a partir da equação (13), corresponde a um γ_z de 1,50. Considerando o ACI 318 [5], que recomenda um limite superior de 1,40 para a relação entre os efeitos globais finais e os de 1ª ordem ($\gamma_z = 1,40$), o valor correspondente de λ é igual 3,50. Para o limite de γ_z igual a 1,30 recomendado pela atual NBR 6118 [1] na aplicação do cálculo simplificado dos esforços globais de 2ª ordem, o fator λ correspondente é igual 4,33. Todos esses limites são apresentados na Tabela 6.

7. Edifícios reais

7.1 Edifício 1

Este edifício (Figura 7), projetado para fins residenciais, é composto por 12 pavimentos e possui altura total de 32,75 metros. Os pavimentos e as distâncias entre pisos são apresentados na Tabela 7. A resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada no dimensionamento dos elementos estruturais foi de 25 MPa e o módulo

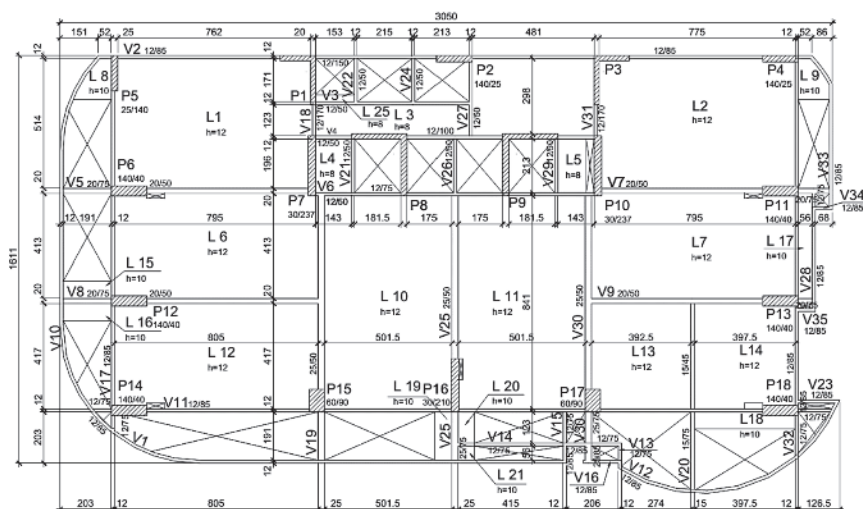


Figura 12
Fôrma do 8° ao 19° pavimento do edifício 3

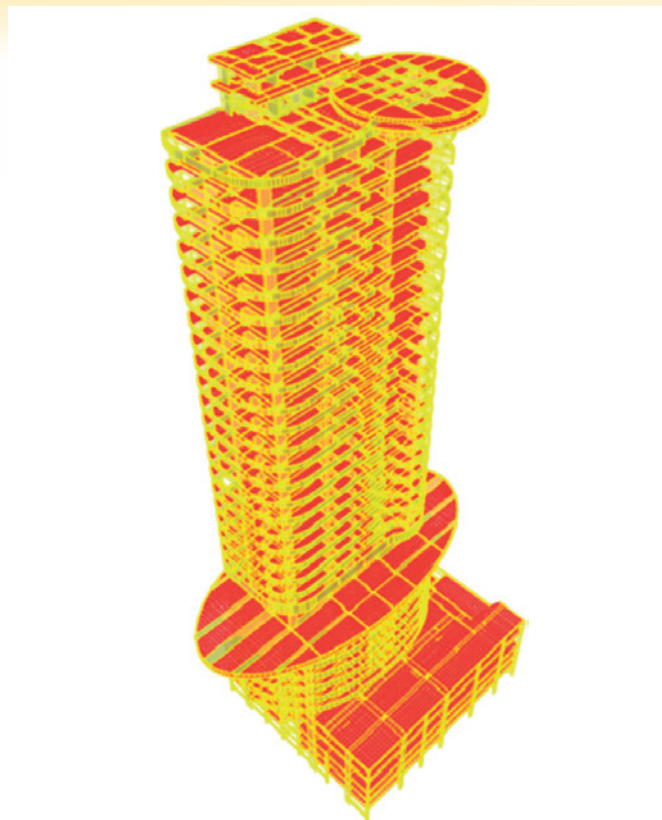


Figura 11
Vista em perspectiva do edifício 3

de elasticidade tangente de 28 GPa. Sua estrutura é composta por pilares e vigas de seção retangular e lajes do tipo maciça (Figura 8).

7.2 Edifício 2

Este edifício residencial (Figura 9) possui a altura total de 110,38 metros. Na Tabela 8 são indicados os pavimentos e as distâncias entre esses pavimentos. O f_{ck} considerado no dimensionamento foi de 30 MPa e o módulo de elasticidade tangente 31 GPa. Sua estrutura é formada por pilares e vigas de seção retangular e lajes maciças. Ademais, na região central, onde situam-se os elevadores,

existe um núcleo de grande rigidez onde os pilares têm seção no formato “L”, conforme se observa na Figura 10.

7.3 Edifício 3

Este edifício (Figura 11) foi construído para fins comerciais e possui 108,22 metros. Na Tabela 9 são apresentados os pavimentos e as distâncias entre os pisos. O f_{ck} adotado foi de 40 MPa e o

Tabela 10

Parâmetros adotados no cálculo das cargas de vento para os edifícios reais

| Critério | Valor |
|--|--------|
| Velocidade básica do vento (V_0) | 30 m/s |
| Fator topográfico do terreno (S_1) | 1,00 |
| Categoria de rugosidade (S_2) | IV |
| Fator estatístico (S_3) | 1,00 |
| Classe da edificação | C |

Tabela 11

Coefficientes de arrasto

| Ângulo | Coefficientes de arrasto | | |
|--------|--------------------------|------------|------------|
| | Edifício 1 | Edifício 2 | Edifício 3 |
| 90° | 0,78 | 1,41 | 1,08 |
| 270° | 0,78 | 1,41 | 1,08 |
| 0° | 1,24 | 1,32 | 1,15 |
| 180° | 1,24 | 1,32 | 1,15 |

Tabela 12

Resultados do coeficiente γ_z

| Edifícios | Direção do vento | |
|------------|------------------|------------|
| | 0° e 180° | 90° e 270° |
| Edifício 1 | 1,13 | 1,08 |
| Edifício 2 | 1,12 | 1,12 |
| Edifício 3 | 1,08 | 1,17 |

Tabela 13

Resultados da análise de estabilidade elástica

| Edifícios | Modos de flambagem | | | | | | | | |
|------------|--------------------|-------------|------------------|-----------------|-------------|------------------|-----------------|-------------|------------------|
| | 1° | λ_1 | $f_a(\lambda_1)$ | 2° | λ_2 | $f_a(\lambda_2)$ | 3° | λ_3 | $f_a(\lambda_3)$ |
| Edifício 1 | Translação em X | 9,49 | 1,12 | Torção | 10,73 | - | Translação em Y | 14,03 | 1,08 |
| Edifício 2 | Torção | 4,98 | - | Translação em X | 10,05 | 1,11 | Translação em Y | 10,75 | 1,10 |
| Edifício 3 | Translação em Y | 8,33 | 1,14 | Torção | 11,21 | - | Flexão em Y | 14,50 | - |

módulo tangente de 35 GPa. Sua estrutura é composta por pilares retangulares e no formato “L”, por vigas de seção retangular e por lajes maciças (Figura 12). Algumas vigas deste edifício são protendidas, porém, seus efeitos não foram considerados nas análises.

7.4 Carregamentos aplicados

As cargas verticais aplicadas foram as mesmas fornecidas com os projetos estruturais dos edifícios, cujos valores foram baseados nas recomendações da NBR 6120 [15]. O peso próprio dos elementos de concreto foi calculado se considerando um peso específico de 25 kN/m³. Para as alvenarias, a carga considerada foi de 1,80 kN/m² de parede. A carga de revestimento dos pisos considerada foi de 1,30 kN/m². Além das cargas permanentes, foi considerada uma sobrecarga referente à utilização de 1,50 kN/m² nos edifícios residenciais, e 2,00 kN/m² no edifício comercial. As demais cargas acidentais lançadas seguem as recomendações da NBR 6120 [15].

As cargas horizontais são exclusivamente causadas pela ação do vento e foram aplicadas nos 4 sentidos de incidência indicados na Figura 2, com os sentidos 0°/180° e 90°/270° correspondendo, respectivamente, às direções X e Y. Os parâmetros para a determinação dos carregamentos foram definidos de acordo com as indicações da NBR6123 [14] e são apresentados na Tabela 10. Os coeficientes de arrasto calculados para cada edifício são indicados na Tabela 11.

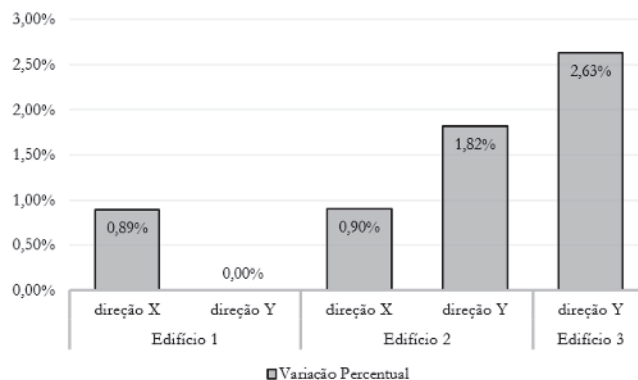


Figura 13

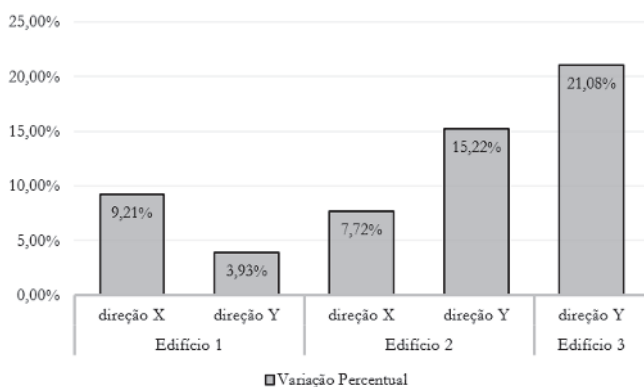
Taxas de variação percentual entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ nos edifícios reais

Tabela 14Valores do fator λ calculados em função do γ_z e pelo SAP2000®

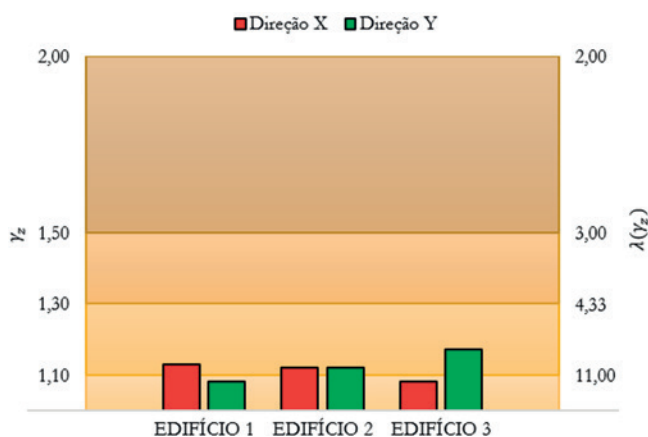
| Edifícios | Direção do vento | γ_z | $\lambda(\gamma_z)$ | λ (SAP) |
|------------|------------------|------------|---------------------|-----------------|
| Edifício 1 | X | 1,13 | 8,69 | 9,49 |
| | Y | 1,08 | 13,50 | 14,03 |
| Edifício 2 | X | 1,12 | 9,33 | 10,05 |
| | Y | 1,12 | 9,33 | 10,75 |
| Edifício 3 | Y | 1,17 | 6,88 | 8,33 |

7.5 Resultados e discussões

Na Tabela 12 são apresentados os resultados encontrados para o coeficiente γ_z de acordo com as direções principais de vento. A Tabela 13 apresenta as descrições das configurações dos três primeiros modos de flambagem com os seus respectivos fatores de carga crítica λ , obtidos na análise de estabilidade elástica do SAP2000®, além dos fatores de amplificação $f_a(\lambda)$

**Figura 14**

Taxas de variação percentual entre os valores do fator λ calculados em função do coeficiente γ_z e pelo SAP2000®

**Figura 15**

Situação dos edifícios reais em relação aos limites de γ_z e λ

nos casos em que o modo de flambagem foi de translação.

Os resultados exibidos na Tabela 12 são apresentados graficamente na Figura 15, bem como a relação destes com os limites de γ_z e os limites de λ correspondentes. A primeira faixa representa o intervalo para o qual os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados. A segunda faixa delimita o intervalo em que é permitida a análise não-linear de 2ª ordem aproximada através de γ_z . A terceira faixa engloba os casos em que os efeitos de 2ª ordem são elevados, mas que, admitindo-se como fator de segurança o limite de $\lambda(\gamma_z)$ igual a 3,00, ainda se encontram com razoável segurança à estabilidade global nas direções X ou Y. Por fim, a última faixa representa os casos que devem ser evitados em face do elevado risco de colapso por perda da estabilidade.

Pelo gráfico, observa-se que todos os edifícios são bastante rígidos e, por isso, os resultados apresentaram valores baixos de γ_z . Apesar disso, em grande parte dos casos, a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem é obrigatória, devido ao limite de 1,10 ter sido ultrapassado.

A comparação entre os resultados de γ_z e $f_a(\lambda)$ é apresentada na Figura 13. Observa-se que, devido à grande rigidez desses edifícios, as diferenças ocorridas entre esses parâmetros são desprezíveis.

Na Tabela 14 são indicados os valores de λ calculados de modo simplificado pela equação (13) e computacionalmente pelo SAP2000®. As variações percentuais entre esses valores são representadas graficamente na Figura 14. Neste gráfico, observa-se que todas as variações são positivas, indicando que os valores do fator de carga crítica λ , calculados pela equação simplificada, são inferiores aos obtidos de maneira refinada no SAP2000®. Portanto, apesar de algumas diferenças terem sido mais acentuadas em alguns dos edifícios, nota-se que o cálculo aproximado ofereceu resultados bastante razoáveis e, além do mais, favoráveis à segurança.

Contudo, é importante lembrar que essa estimativa do fator λ (através do coeficiente γ_z), não é condição suficiente para avaliar a estabilidade global de uma estrutura, pois o cálculo do γ_z pressupõe que as condições mais críticas de instabilidade ocorrerão por translação nas direções X e Y. Pelos exemplos, observa-se que nem sempre o modo mais crítico é translacional, podendo haver situações em que este é torsional. Essa situação é bem evidente no Edifício 2, cujo primeiro modo de instabilidade é de torção e somente nos dois modos seguintes ocorrerá translação nas direções X e Y.

Para esclarecer essa situação, foi realizada uma nova análise do edifício 2 no SAP2000®, desta vez se considerando uma situação na qual o coeficiente γ_z alcança o valor de 1,30 propositalmente. Essa condição foi obtida pela diminuição da rigidez global da

estrutura através da redução do módulo de elasticidade do concreto para um valor de aproximadamente 13 GPa. Para essa situação, o fator de carga crítica λ calculado foi de 2,47 e o modo mais crítico de instabilidade permaneceu torsional. A estrutura não atenderia ao critério da NBR 6118/1980 [13], o qual estabelecia o limite de 3,00 para λ , apesar do γ_z correspondente ser de 1,30, valor usualmente considerado aceitável.

8. Conclusões

Através das análises de estruturas idealizadas foi possível realizar uma comparação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$ onde foi demonstrado que as diferenças de resultado entre os parâmetros são desprezíveis até um valor de aproximadamente 1,50.

Assumindo-se a hipótese de que estes parâmetros são iguais até o limite indicado, foi possível estabelecer uma relação aproximada entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global λ , expressa na equação (13). Essa equação, portanto, permite estimar o grau de afastamento que a estrutura se encontra em relação ao seu ponto crítico de instabilidade, com base somente no conhecimento do seu coeficiente γ_z . Nas estruturas idealizadas, os erros encontrados nos casos contrários à segurança ficaram abaixo de 15% e nos casos a favor da segurança, permaneceram abaixo de 10%.

Nas análises dos edifícios reais constatou-se que os resultados encontrados a partir da equação (13) foram satisfatórios, com valores para o fator λ favoráveis à segurança, quando comparados aos obtidos na análise de estabilidade elástica pelo SAP2000®.

Entretanto, foi demonstrado que a análise da estabilidade global por meio do coeficiente γ_z pode não ser suficiente nos casos em que o modo mais crítico de instabilidade corresponder a uma configuração de torção da estrutura.

Utilizando o Edifício 2 como base para uma análise hipotética, na qual o valor de γ_z foi propositalmente fixado em 1,30, a estabilidade global não foi atendida quando considerado o limite de segurança à flambagem, como recomendado pela NBR 6118/1980 [13]. Essa situação deixa clara a ineficiência do emprego do coeficiente γ_z quando o modo mais crítico é de torção.

9. Agradecimentos

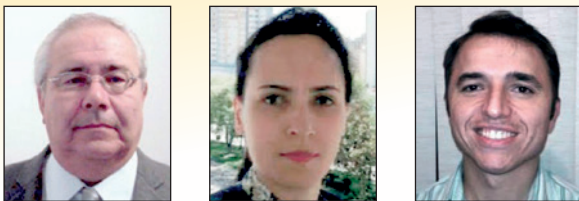
Os autores agradecem à CAPES pelo apoio financeiro concedido e ao Eng. Archimino Athayde pelo fornecimento dos dados dos edifícios para a elaboração desta pesquisa.

10. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced concrete: mechanics and design. 6 ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2009.
- [3] KIMURA, A. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI, 2007.
- [4] EUROCODE 2. Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [5] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [6] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos. Tese de doutorado - Programa de Pós-graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 223. 1992.
- [7] FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings, p.307-323, 1991.
- [8] VASCONCELOS, A.C. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?. In: SIMPÓSIO DE ATUALIZAÇÃO SOBRE A NOVA NB-1, Belo Horizonte, 2002.
- [9] FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes pretendidas. Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2015, vol.8, n.2, pp.196-224. ISSN 1983-4195.
- [10] VASCONCELOS, A. C.; FRANÇA, R. L. S. Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos métodos de segunda ordem em edifícios altos usuais. FIP Symposium. Johannesburg. 1997.
- [11] OLIVEIRA, D. M. D. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 153. 2002.
- [12] BURGOS, R. B. Avaliação de cargas críticas e comportamento pós-crítico inicial de pórticos planos. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica - PUC-RJ. Rio de Janeiro, RJ, p. 120. 2005.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro. 1980.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.

Procedure for decreasing the required time for fire resistance of the multistory buildings

Procedimento para redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edifícios de múltiplos andares



V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

C. N. COSTA^b
carlac@fec.unicamp.br

A. R. MELÃO^a
melao@usp.br

Abstract

The Brazilian standard ABNT NBR 15200: 2012 details a procedure for decreasing the required time of fire resistance in buildings with good fire safety characteristics. It called equivalent time method. This name can confuse the less habituated to the fire safety area, because the Brazilian procedure is not equal to the original equivalent time method, European. The purpose of this paper is to discuss the equivalent time method, to detail the origins of the Brazilian method and present their limitations no explicit in the Brazilian standard. Some unknown aspects of most researchers or technical means are presented. It should be highlighted the abundant bibliography presented to aid the understanding of a seemingly simple issue, but it incorporates many concepts of fire safety, not always understood by the users.

Keywords: fire, fire resistance, equivalent time method, decreasing fire resistance required.

Resumo

A ABNT NBR 15200:2012 detalha um procedimento para a redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edificações com boas características de segurança contra incêndio. Ele recebe o nome de método do tempo equivalente. Esse nome pode confundir os menos afeitos à área de segurança contra incêndio, pois o procedimento brasileiro não é equivalente ao MTE original, europeu. O objetivo deste artigo é discorrer sobre o MTE, detalhar as origens do método brasileiro e apresentar suas limitações não explícitas na norma brasileira. Apresentam-se alguns aspectos desconhecidos da maioria dos pesquisadores ou do meio técnico. Destaca-se a revisão bibliográfica apresentada ao longo do texto, para auxiliar a compreensão de um tema aparentemente simples, porém que incorpora diversos conceitos sobre segurança contra incêndio, nem sempre compreendidos pelos usuários.

Palavras-chave: incêndio, TRRF, resistência ao fogo, método do tempo equivalente.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;
^b Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

1. Introdução

For more than 8 decades, many researchers have attempted to relate the temperature-time curve of a fire, standardized by various international standards (ASTM E119, 2000; ISO 834, 1990; BS 476, 1987) with more realistic curves. More information about the standard-fire (ISO-fire) can be seen in Silva (2012) and Silva (2014).

The EC1 (2002) included the equivalent time method associated with the concept of value of the fire load design, based on the German standard DIN (1987). The Eurocode allows each country to make changes in the method in their local regulations. For example, the UK and Portugal did it.

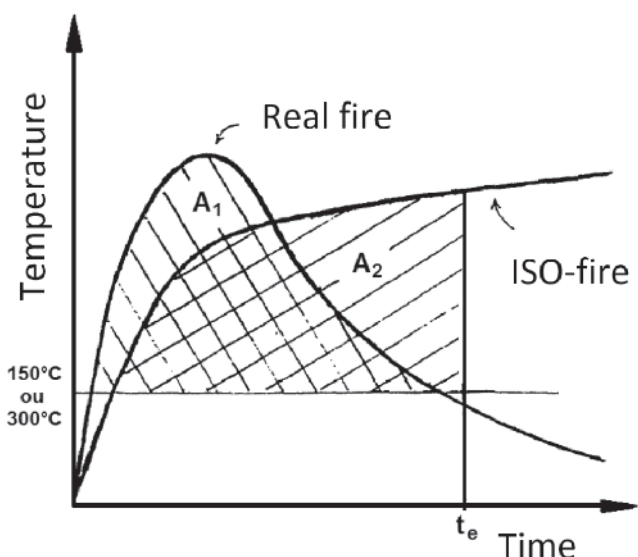
In Brazil, in the 90s, the Fire Department of Sao Paulo State included in its Technical Instruction (in this text we will simplify by IT) the equivalent time method with several modifications. This IT was published in 2001. In view of the changes, we could not call it of equivalent time method because it could cause confusion to the reader, imagining it to be identical to the method published by the Eurocode. However, by Brazilian tradition is still so called. This is the case of NBR 15200:2012 that use this name.

The aim of this paper is to present the state of the art of the equivalent time method, detailing its formulation and the procedure for reduction the required time for fire resistance that, despite being inspired by the equivalent time method, it had the contribution of other foreign standards and has undergone several modifications.

2. The equivalent time method

2.1 Historic

In 1928, Ingberg apud HARMATHY (1987) conducted a series



Source: Melão (2016)

Figure 1
Time equivalent by the concept of the equality of areas under the curves

Table 1

Relationship between the fire load and time as Ingberg (GEWAIN et al., 2003)

| q_w (kg of wood/m ²) | t_e (min) |
|------------------------------------|-------------|
| 24.4 | 30 |
| 36.6 | 45 |
| 48.8 | 60 |
| 73.2 | 90 |
| 97.6 | 120 |
| 146.5 | 180 |
| 195.3 | 270 |
| 244.1 | 360 |
| 292.9 | 450 |

of tests at NIST - National Institute of Standards and Technology (then called United States National Bureau of Standards), comparing the areas under actual fire curves with the area under the standard curve, from a predetermined limit temperature (NYMAN, 2002), as shown in Figure 1. He admitted that this area was proportional to the thermal energy given off by the hot gases. The results are shown in Table 1 and Figure 2.

Equation 1 is an adequate approximation to less than 180 min time (Costa, 2008), where q_w is the value of fire load density expressed in kg of equivalent wood per unit area.

$$t_e = 1,23 q_w \tag{1}$$

This concept is interesting since the severity of the fire is independent of the structure to be analyzed. That is, two fires with the same severity lead to the same results regardless of the structural element studied.

The Japoneses KAWAGOE; SEKINE (1964) apud (LAW, 1997) followed the same idea from Ingberg, comparing the areas under the curves, but have identified the importance of ventilation (oxygen is the oxidizing material) to determine the temperature of the hot

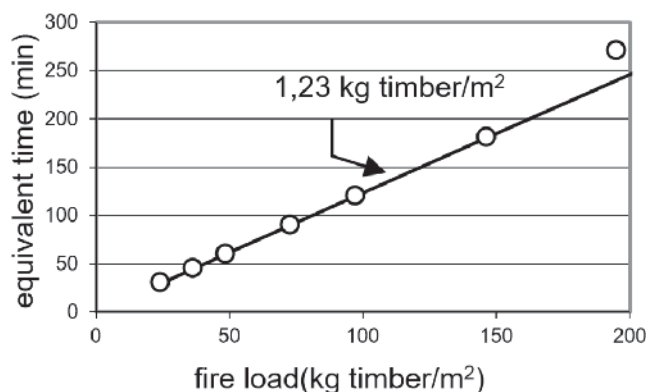


Figure 2
Relationship between the fire load and time as Ingberg

gases in the compartment (see item 4 from this text) presenting Equation 2, valid within certain limits of $A_t / A_v \cdot \sqrt{h_m}$. In Equation 2, k_1 is a factor of proportionality, q_{fi} is the specific fire load per floor area, A_t is the area of all surfaces (floor, ceiling and walls) of the fire compartment and h_m is the average height of the openings to the outside of the compartment where oxygen enters.

$$t_e = k_1 q_{fi} \cdot \left(\frac{A_t}{A_v} \sqrt{h_m} \right)^{0,23} \tag{2}$$

COOPER, STECKLER (1996) and THOMAS et al. (1997) do not agree with the equivalence between areas, saying they do not represent the thermal energy given off by hot gases, however, we deemed important to mention this concept, as it was a starting point for current fire safety regulations. In MELÃO (2016) a simulation was performed using the equivalent areas, which did not lead to good results.

Law and Petterson apud THOMAS et al. (1997) indicate that the best way to determine the equivalent time is a comparison between the temperatures of structural elements calculated as the two curves as illustrated in Figure 3.

In Figure 3, the "structural element" may be a rebar of concrete element or a steel profile, for example.

In 1971, the British researcher Margaret Law examined the relationship between the standard curve and experimental curves, including the effect of ventilation, but based on Figure 2, and proposed the Equation 3 to determine the equivalent time (HARMATHY, 1987).

$$t_e = k_2 \cdot \frac{A_f}{\sqrt{A_v \cdot (A_t - A_f - A_v)}} \cdot q_{fi} \tag{3}$$

In Equation 3, k_2 is a factor of proportionality, A_v is the area of the openings to the outside of the compartment and A_f is the compartment floor area.

The Swedish researcher Pettersson included in 1973, the thermal characteristics of the compartmentation element (see item 4 of this text), in determining the equivalent time (HARMATHY, 1987). Pettersson used natural fire curves theoretically deduced with experimental admeasurements (PETTERSSON et al., 1976) to propose Equation 3.

In Equation 3, k_3 is a factor of proportionality and K_1 is a factor related to the physical and thermal characteristics of the compartmentation elements.

$$t_e = k_3 K_1 \cdot \frac{A_f}{\sqrt{A_t \cdot A_v \cdot \sqrt{h_m}}} \cdot q_{fi} \tag{3}$$

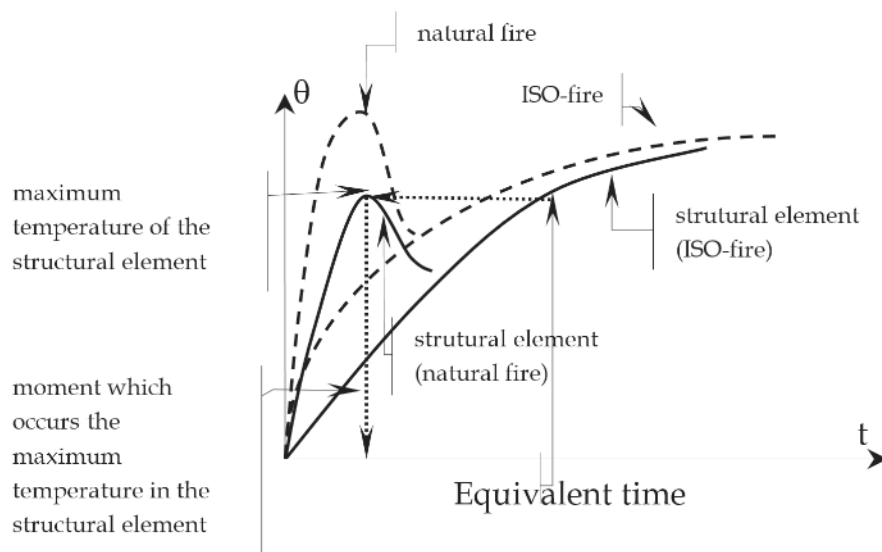
The German standard DIN (1987) includes the influence of the horizontal openings in the ventilation and the level of fire risk, as Equation 4.

$$t_e = K_2 \cdot W_1 \cdot q_{fi} \tag{4}$$

In Equation 4, K_2 is a factor related to the physical and thermal characteristics of the compartmentation elements, W_1 is a factor related to the horizontal or vertical ventilation, determined by means of tables provided by DIN (1987) and γ is a factor related to the risk.

Reminding that risk is the association between hazard and consequences of a fire, the factor γ , introduced by DIN (1987), is determined taking into account the dimensions of the building and the presence of active protection. The next version of the DIN, DIN (1998), made some minor modifications (CAJOT et al.) to determine the equivalent time.

The method disclosed in DIN, with adaptations that facilitate its use (e.g., the ventilation effect, determined by tables has been transformed into an equation in EC1) was adopted in EC1 (1995), using Equation 5.



Source: Silva (1997)

Figure 3
Concept of equivalent time

Table 2
Values of γ_{s1} (SCHLIECH; CAJOT, 1997)

| Compartment area (m ²) | Height of the building (h) | | | |
|------------------------------------|----------------------------|----------|----------------|---------------------|
| | 1 floor | 2 floors | 2 to 10 floors | More than 10 floors |
| ≤ 750 | 1.00 | 1.10 | 1.25 | 1.50 |
| ≤ 2500 | 1.00 | 1.25 | 1.50 | 2.00 |
| ≤ 5000 | 1.05 | 1.40 | 1.75 | 2.50 |
| ≤ 10000 | 1.10 | 1.50 | - | - |
| ≤ 20000 | 1.20 | 1.60 | - | - |

Table 3
Values of γ_{s1} (IT 8, 2001)

| Compartment area (m ²) | Height of the building (h) | | | |
|------------------------------------|----------------------------|----------|-----------------|----------|
| | One story building | h ≤ 12 m | 12 m < h ≤ 23 m | h > 23 m |
| ≤ 750 | 1.00 | 1.00 | 1.25 | 1.50 |
| ≤ 2500 | 1.00 | 1.30 | 1.50 | 2.00 |
| ≤ 5000 | 1.05 | 1.45 | 1.75 | 2.50 |
| ≤ 10000 | 1.10 | 1.55 | - | - |
| ≤ 20000 | 1.20 | 1.65 | - | - |

$t_e = K W q_{fi,d}$

(5)

In Equation 5, K_2 is a factor related to the physical and thermal characteristics of compartmentation elements, W is related to the ventilation (which depends on the size of the openings) and $q_{fi,d}$ the design value of the fire load.

It should be noted in equation recommended by the EC1 (1995), the introduce of the design value of the fire load, $q_{fi,d}$, which is the characteristic value of the fire load determined by measurements or standard tables, multiplied for several factors γ . In EC1 (1995), the only factor presented explicitly was 0.6 when there was sprinklers.

In this part of history, should be cited the publication SCHLIECH; CAJOT (1997). Firstly, because both were the coordinators of the part of the fire of the EC1 and then because Schleich anticipated to SILVA (1997), the main results would be published. It was expected, therefore, that the review of EC1 (1995) follow SCHLIECH; CAJOT (1997).

SCHLIECH; CAJOT (1997) continued the research looking for better explain the factor γ and proposed (SILVA, 1997 and SILVA, 2004) that γ were the result of the product $\gamma_n \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$. γ_n e γ_{s2} will be discussed later in this paper. In this item of the text the interest is on γ_{s1} .

γ_{s1} is a factor that depends on the consequences of a collapse

Table 4
Values of γ_{s1} (IT 8, 2004)

| Compartment area (m ²) | Height of the building (m) | | | | | | |
|------------------------------------|----------------------------|-------|------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | One story building | h ≤ 6 | 6 < h ≤ 12 | 12 < h ≤ 23 | 23 < h ≤ 30 | 30 < h ≤ 80 | h > 80 |
| ≤ 750 | 1.00 | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.25 | 1.45 | 1.60 |
| ≤ 1000 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.25 | 1.35 | 1.65 | 1.85 |
| ≤ 2500 | 1.10 | 1.25 | 1.40 | 1.70 | 1.85 | 2.60 | 3.00 |
| ≤ 5000 | 1.15 | 1.45 | 1.75 | 2.35 | 2.65 | 3.00 | 3.00 |
| ≤ 7500 | 1.25 | 1.70 | 2.15 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 |
| ≤ 10000 | 1.30 | 1.90 | 2.50 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 |
| ≤ 20000 | 1.60 | 2.80 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 |
| ≥ 65000 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.00 |

Table 5

Values of K in function of the compartmentation element thermal inertia (EC1, 2002)

| $b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$ (J/m ² .s ^{1/2} .°C) | K (min.m ² /MJ) |
|---|----------------------------|
| b > 2500 | 0.040 |
| 720 ≤ b ≤ 2500 | 0.055 |
| b < 720 | 0.070 |

Table 6

Values of "M" in function of the structural material (EC1, 2002)

| Material da estrutura | M |
|--|-------------|
| Reinforced concrete | 1,0 |
| Steel without fire protection | 1,0 |
| Steel with fire protection | 13,7 x V |
| Composite structures, wood, structural masonry | Not applied |

(EC1, 1995), according SCHLEICH; CAJOT (1997) must comply with Table 2.

As already mentioned, the Fire Department of São Paulo included the equivalent time method in Technical Instruction n° 8 of 2001, based on EC1 (1995) updating the procedure based on SCHLEICH; CAJOT (1997). The first author of this work made this suggestion to the CB. Two aspects should be highlighted. The first is that the Fire Department decided to employ the equivalent time method, however, imposed a maximum reduction of 30 min in the required time for fire resistance recommended by Technical Instruction n° 8 and, the other, is that the Fire Department use the Table 2 proposed by SCHLEICH; CAJOT (1997), but transformed it in the Table 3 (VARGAS, SILVA, 2005).

The alteration of some values and exchange the number of floors to height in meters did not cause large modification in results, however, it is noted that the line corresponding to time instead of absolute values, was included the symbol "£" meaning that is not allowed interpolation and, as a consequence, depending on the level that is the compartment, there will be jumps in the results, making them unrealistically. This was solved later with the change of the factor gs1 from table to Equation 12.

SCHLEICH; CAJOT (1997) also reported that Equation 5 had good results for concrete and steel coated, but not for steel without fire protection. Prestressed concrete, wood and masonry were not mentioned in this publication.

2.1 The equivalent time method based on EC1 (2002)

After SCHLEICH; CAJOT (1997), these authors researched more about the subject and EC1 (2002) was not published exactly as described in SCHLEICH; CAJOT (1997). The Equation 5 was transformed in Equation 6.

$$t_e = K W q_{fi,d} M \tag{6}$$

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + \frac{90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)}{1 + 12,5 \left(1 + 10 \frac{A_v}{A_f}\right) \cdot \frac{A_h}{A_f}} \right] \geq 0,5 \tag{7}$$

Equation 7 has the following limits of validity: W ≥ 0.5; 0,025 ≤ Av / Af ≤ 0.25 and 12,5 [1+10 (Av / Af)] ≥ 10.

In Table 6, $V = \frac{A_t}{A_v} \sqrt{h}$.

$$q_{fi,d} = q_{fi,k} \times \gamma_n \times \gamma_{s1} \times \gamma_{s2} \tag{8}$$

In Equation 8, γ_n is determined by Equation 9 and the values of γ_{s1} e γ_{s2}, respectively, are determined by Tables 7 and 8. Perhaps the most important change in EC1 (2002) was the exclusion of building height increasing the risk of fire, assuming therefore unrestricted reliability in vertical compartmentation.

$$\gamma_n = \prod_1^{11} \gamma_{ni} \tag{9}$$

Table 7

Values of γ_{s1} in function of the compartment area (EC1, 2002)

| Compartment area (m ²) | γ _{s1} |
|------------------------------------|-----------------|
| 25 | 1.10 |
| 250 | 1.50 |
| 2500 | 1.90 |
| 5000 | 2.00 |
| 10000 | 2.13 |

Table 8

Values of γ_{s2} in function of the risk of activation (EC1, 2002)

| γ _{s2} | Examples of occupation |
|-----------------|---|
| 0,78 | Galeria de arte, parque aquático, museu. |
| 1,0 | Escritório, residência, hotel, indústria de papel |
| 1,22 | Indústria de máquinas e motores |
| 1,44 | Laboratório químico, oficina de pintura |
| 1,66 | Indústria de fintas ou explosivos |

Table 9

Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio (EC1, 2002)

| | | | | | | |
|---------------|-----------------------------------|------|-----|---------------------|---------------|------------------------|
| γ_{n1} | γ_{n2} | | | γ_{n3} | γ_{n4} | γ_{n5} |
| | Chuveiros automáticos | | | Detecção automática | | |
| Existe | Suprimentos de água independentes | | | | | |
| | 0 | 1 | 2 | Calor | Fumaça | Transmissão automática |
| 0,61 (*) | 1,0 | 0,87 | 0,7 | 0,87 (*) | 0,73 (*) | 0,87 (*) |

| | | | | | |
|-------------------------|---------------|---|---------------------|--------------------------------|-------------------------|
| γ_{n6} | γ_{n7} | γ_{n8} | γ_{n9} | γ_{n10} | γ_{n11} |
| Brigada contra incêndio | | Rotas de fuga (existe e é desobstruída) | Escada pressurizada | Exaustão de fumaça nas escadas | Dispositivos de combate |
| Interna | Externa | | | | |
| 0,61 (*) | 0,78 (*) | Sim - 1,0 Não -1,5 | Sim - 0,9 (*) | Sim - 1,0 Não -1,5 | Sim - 1,0 Não -1,5 |

(*) na ausência, $\gamma_{ni} = 1,0$

In Equation 9, γ_{ni} are factors related to safety measures against fire as shown in Table 9.

For characteristic value of the fire load density the EC1 (1995) recommends the Table 10.

3. Brazilian procedure to reduce the required time for fire resistance

LAW (1997) concludes that the methods of equivalent time presented so far, and even the Eurocode, are not satisfactory and need to be further evaluated.

The Eurocode allows each country to adapt the national standard to their reality. For example, in the case of the equivalent time method, the Portuguese and British versions of the EC1 have different forms of the equivalent time method. In the Portuguese version (EUROCÓDIGO 1, 2010), $g_n \cdot g_{s1} \cdot g_{s2} = 1$. The version of

Table 10

Carga de incêndio específica em MJ/m² (EC1, 2002)

| Ocupação | Média | 80% fráctil* |
|-----------------------|-------|--------------|
| Residência | 780 | 948 |
| Hospital (quarto) | 230 | 280 |
| Hotel (quarto) | 310 | 377 |
| Biblioteca | 1500 | 1824 |
| Escritório | 420 | 511 |
| Escola (sala de aula) | 285 | 347 |
| Shopping Center | 600 | 730 |
| Teatro/cinema | 300 | 365 |
| Área de embarque | 100 | 122 |

* Significa que não é excedido durante 80% da vida útil da construção. É o valor recomendado pelo EC1 (1995) para uso em projeto

Eurocode 1 published in UK, BS (2007), extends the use of the method of time equivalent to all structural materials and includes the height of the building in risk analysis, among other details.

In Brazil, ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14323:2013 and technical instructions of the Fire Department from several states, present a procedure to reduce the required time for fire resistance in buildings with good features of fire safety. Although it is called of equivalent time method, it is not the original method from Eurocode, but a procedure that takes advantage of the formulation presented in several international standards and publications.

Remembering that the Technical Instruction CB-02-33 of 1994 allowed reducing in 30 minutes the required time for fire resistance to buildings with sprinklers, the new procedure was a major breakthrough. On one hand, the sprinklers may not be sufficient to ensure safety, on the other, buildings without sprinklers may be safe. With this objective, in 2001, the IT 8 of the Fire Department of Sao Paulo State included the method of equivalent time with several modifications from the original one. The NBR 15200:2012 and NBR 14323:2013 included in their texts that procedure, still calling of equivalent time method.

Now we will detail the procedure recommended by ABNT NBR 15200: 2012.

The required time for fire resistance of structural elements of reinforced concrete in each compartment can be determined by Equation 10, but cannot be reduced more than 30 min from the required time for fire resistance given in Table A.1 of ABNT NBR 14432: 2001 or those required by the technical instructions of the Fire Department.

$$t_e = 0,07 \times q_{fi,k} \times W \times \gamma_n \times \gamma_{s1} \times \gamma_{s2} \tag{10}$$

In Equation 10, the value 0.07 is the maximum value of K factor related to physical and thermal characteristics of the compartmentation elements shown in Table 5. The value of $q_{fi,k}$ can be determined by local measurements or use standardized values as ABNT NBR 14432:2001 or technical instructions of the Fire Department. Some

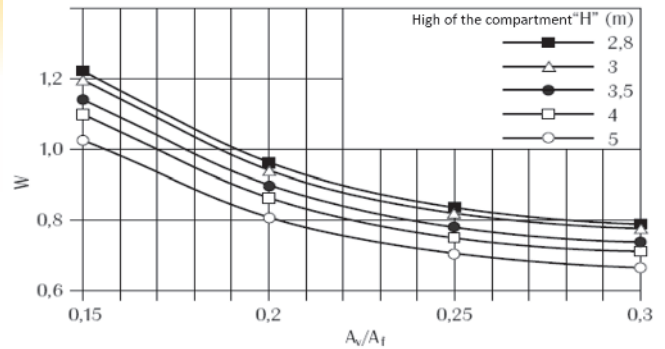
values are shown in Table 11. W follows the same Equation 7, disregarding horizontal openings, hence, Equation 11.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)\right] \geq 0,5 \quad (11)$$

With the limit $0,025 \leq A_v/A_f \leq 0,30$.

The upper limit of A_v/A_f was increased in the Brazilian standard in view the graph shown in Figure 4.

Table 11 from of IT 14 (2011) is based on the ABNT NBR 14432:2001,



Source: Silva (2012)

Figure 4

Values of H in function of the ventilation A_v/A_f and compartment height H

Table 11

Valores de cargas de incêndio específicas (IT14, 2011)

| Ocupação/uso | Descrição | Filler |
|---|--|--------|
| Residencial | Apartamentos, casas térreas, sobrados, pensionatos | 300 |
| Serviços de hospedagem | Hotéis, motéis, apart-hotéis | 500 |
| Comercial varejista | Automóveis | 200 |
| | Drogarias | 1000 |
| | Livrarias | 1000 |
| | Lojas de departamentos (shopings) | 800 |
| | Papelarias | 700 |
| | Supermercados (vendas) | 600 |
| | Tapetes | 800 |
| Serviços profissionais, pessoais e técnicos | Agências bancárias | 300 |
| | Agências de correios | 400 |
| | Escritórios | 700 |
| | Oficinas elétricas | 600 |
| | Oficinas mecânicas | 200 |
| Educativa e cultura física | Academias | 300 |
| | Creches | 300 |
| | Escolas em geral | 300 |
| Locais de reunião pública | Bibliotecas | 2000 |
| | Cinemas ou teatros | 600 |
| | Clubes sociais, boates | 600 |
| | Estações, terminais de passag. | 200 |
| | Igrejas | 200 |
| | Museus | 300 |
| | Restaurantes | 300 |
| Serviços automotivos | Estacionamentos | 200 |
| | Oficinas | 300 |
| Serviços de saúde e institucionais | Asilos | 350 |
| | Clínicas e consultórios médicos ou odontológicos | 300 |
| | Hospitais | 300 |
| | Presídios | 200 |
| | Quartéis | 450 |

Ver Table completa na IT 14 (2011)

Table 12

Fator de ponderação γ_n das medidas de segurança contra incêndio (ABNT NBR 15200:2012; IT8, 2011)

| Valores de γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} | | |
|--|--|--|
| Existência de chuveiros automáticos γ_{n1} | Brigada contra incêndio γ_{n2} | Existência de detecção automática γ_{n3} |
| 0,60 | 0,90 | 0,9 |

which in turn followed the Austrian standards TRVB A-100 (1987) and TRVB A-126 (1987). These Austrian standards were based on Gretener method (SIA, 1996).

The factor γ_n is determined by Equation 9, but in a simplified way, as can be seen in Table 12. In the absence of any means of protection, indicated in Table 12, adopt γ_n equal to 1.

The factor γ_{s1} is determined by Equation 12, where A_f is the floor area of the compartment in square meters, and h is the distance between the highest habitable floor and the lowest (either underground) of the building in meters. For $g_{s1} < 1$, it should be adopted $g_{s1} = 1$ and $g_{s1} > 3$, can adopt $g_{s1} = 3$.

Given that the final version of EC1 (2002) the influence of height had been removed from the equivalent time method and the tables recommended in IT8 (2001 and 2004) had unwanted and unrealistic discontinuities, Equation 12 was created based on the following principles: maintain the influence of the height; slightly reduce the influence of height, do not to differ much from the results obtained with the method recommended by IT8 (2001, 2004) that was based on proposals from the Eurocode review; adopt a limit value slightly higher than the previous, 2.5; don't have discontinuities and be easy to use. Although there are some differences in the results obtained by Equation 12 and tables of IT 8, the final values of the required time for fire resistance of buildings are very similar as shown in SILVA (2008).

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f \cdot (h + 3)}{10^5} \tag{12}$$

The g_{s2} factor has the same function as that recommended by EC1 (2002), i.e., consider the risk of fire activation. According SCHLEICH; CAJOT (1997), the factor g_{s2} means the hazard of

fire activation and was originated in Gretener method for analysis of fire risk in buildings, published in the SIA-81 (1996). The EC1 (2002) does not provide sufficient examples of buildings. Then Table 9 was completed based on Gretener method (SIA 81, 1996), generating the Table 13.

Tables 11 and 13 originated in Gretener method. In 1960, Max Gretener engineer, director of Fire Protection Association, Switzerland, began studies on calculating the risk of fire in industries and large buildings. Their method, published in 1965, aimed to meet the needs of insurance companies. In 1968 the Swiss Fire Department proposed to adopt the same method also to assess the means of fire protection of buildings. In 1984, SIA (Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes) published the SIA-81 document "Method of assessment of fire risk," based on the Gretener work and reviewed by a group of experts from private and state insurance companies and SIA. This group has adapted the method to the then knowledge and Swiss and international experience. In December of 1996, SIA-81 was revised and updated, SIA 81 (1996). According Cajot et al. (no date) the results of this work are scientifically demonstrable, although not all have been demonstrated. In addition to the limitations already mentioned, to safety side, also was imposed that time determined by the method presented can not be less than 15 min and $q_{f,i,k} \gamma_n \gamma_s \geq 300 \text{ MJ/m}^2$.

4. Compartmentation

It notes that the procedure described in item 3 of this text is to be used for each compartment. So, the concept of compartment must be very clear to the user.

Compartment is the building or part thereof, comprising one or more rooms, spaces or floors, built to prevent the spread of fire from inside to outside of the boundaries, including the spread between adjacent buildings, where applicable. Compartmentation elements are constructive elements which seal the compartment and must have thermal insulation, integrity and structural stability. The horizontal compartmentation is that which prevents the horizontal spread between compartments on the same floor. It limits the spread of fire, restricting the losses and facilitating the activity of fire fighting. The IT9 (2011) limits the maximum areas for enclosures (horizontal compartmentation), depending on the use and height of the building

The vertical compartmentation is that which prevents the vertical spread of gases or heat to a floor immediately above. It is one of

Table 13

Valores de γ_{s2} em função do risco (r) de ativação do incêndio (ABNT NBR 15200:2012; IT8, 2011)

| γ_{s2} | r | Exemplos de ocupação |
|---------------|---------|---|
| 0,85 | Pequena | Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu |
| 1,0 | Normal | Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral |
| 1,2 | Média | Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica |
| 1,5 | Alta | Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis |

the most effective measures for fire safety. It is also essential for the calculation of structures in fire.

The vertical compartmentation includes: facade with beam-parapet or marquise, emergency stairs enclosure, slabs with a minimum thickness in order to respect insulation and integrity and sealant (firestops) to seal any vertical connection between floors, such as passage pipes, ducts, shafts etc.

As the law of the São Paulo (SP 2011), the vertical compartmentation is required for residential buildings, offices or hotels and other occupations, for fire heights exceeding 12 m, except for hospitals where the minimum height is 6 m. Further details and requirements for compartmentalization can be seen in the technical instructions of the fire departments or SILVA (2014).

Another important aspect is the distance between facades. This distance must be calculated in such a way as to prevent the passage by radiation from a possible fire of a facade to another in another building, or of the same building (NFPA, 2012; IT7, 2011; SILVA, 2012; SILVA, 2014). If this distance is less, the compartment will be extended to another building or another floor of the same building.

In short, to correctly apply the procedure reducing the required time for fire resistance must be checked several aspects of architecture and not only apply Equation 10.

5. Partial factors

When using a method of risk assessment, analyzing a modeling fire or any other procedure related to fire, partial factors of safety should be introduced, as is common in structural engineering. In Brazil, the partial factors for such studies are not standardized, except for the reduction procedure of required time for fire resistance, also known as the equivalent time method. While there is not a more accurate research on this, the authors recommend following the partial factors (γ -factors) of the equivalent time method.

It should be noted that the safety introduction for the equivalent time method is not restricted to γ_n , γ_{s1} e γ_{s2} . The restriction to limit the reduction to 30 min in relation to the required time for fire resistance tabulated (here called RF_{tab}) should also be considered.

Thus, the required time for fire resistance, including the equivalent time method and this restriction can be rewritten as Equation 12, where t_e is given by Equation 10 and F is an adjustment factor to take account the maximum reductor of 30 min.

$$RF = t_e \times F \quad (13)$$

The procedure for reducing the required time for fire resistance can be, analytically, interpreted as follows:

if $t_e \leq RF_{tab} - 30 \text{ min}$, $RF = RF_{tab} - 30 \text{ min}$

if $RF_{tab} - 30 \text{ min} < t_e \leq RF_{tab}$, $RF = t_e$

if $t_e > RF_{tab}$, $RF = RF_{tab}$.

From these considerations, are obtained:

$$\text{if } t_e \leq RF - 30 \text{ min}, F = \frac{RF_{tab} - 30 \text{ min}}{t_e}$$

$$\text{if } RF - 30 \text{ min} < t_e \leq RF, F = 1$$

$$\text{if } t_e > RF, F = \frac{RF_{tab}}{t_e}$$

For the reduction procedure of the required time for fire resistance is irrelevant employ the F-factor or the Equation 10, taking care to limit the reduction in 30 min. However, other methods, for example, use a fire temperature-time curve with more realistic shape such the parametric curves EC1 (2002), using the factor F , it means that we will be keeping the same level of safety of the only method standardized in Brazil.

6. Conclusions

In this paper the historical evolution of the equivalent time method was presented. The current method of equivalent time presented in Eurocode is difficult to be accepted by society because it does not consider the height of the building. In Brazil was created a method, which despite being called equivalent time method is not the original equivalent time method but a consensual procedure enshrined in standards and legislation which allows a reduction of up to 30 minutes of required time for fire resistance tabulated by Technical Instructions of fire Brigades, for buildings with good safety features fire. The origin of the Brazilian formulation, including limits and comments were also presented. It was remembered that not just use the presented formulation, but also to examine whether the architectural solution allows the use of such formulation. Finally, the safety introduction in the Brazilian procedure was analyzed and was suggested that while there is no Brazilian standard for partial factors, the safety level of the Brazilian procedure be used for analysis in fire safety, especially in fire models.

7. Acknowledgments

The authors thank FAPESP—the São Paulo Research Foundation, CAPES—Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel and CNPq—the Brazilian National Council of Scientific and Technological Development.

8. Referências bibliográficas

- [1] AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for fire tests of building construction and materials. ASTM E119-00a. ASTM. Philadelphia, 2000.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. NBR 14432. Rio de Janeiro, 2001.
- [5] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Fire tests on building materials and structures — Part 22: Methods for determination of the fire resistance of non-loadbearing elements of construction. BS 476-22. BSI. London, 1987.
- [6] BRITISH STANDARDS. PD 6688-1-2:2007 Background paper to the UK National Annex to BS EN 1991-1-2. 2007.

- [7] CAJOT, L.-G.; SCHLEICH, J.-B.; FONTANA M.; SCHWEPPE H.; KINDMANN R.; KIRCHNER, U. Accidental actions: fire influence of the active fire protection measures. Publications of the Profil ARBED: Luxembourg, [s.d.].
- [8] COOPER, L.Y.; STECKLER, K.D. Methodology for Developing and Implementing Alternative Temperature-Time Curves for Testing the Fire Resistance of Barriers for Nuclear Power Plant Applications, NIST. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg. 1996.
- [9] COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese de doutorado defendido junto à Escola Politécnica. São Paulo, 2008.
- [10] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings. DIN 18230. Part 1: Analytically required fire resistance time. [Translated from the original in German]. Berlin, 1987.
- [11] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings – Part 1: DIN 18230-1. DIN. Berlin, 1998.
- [12] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: EUROCODE 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: EUROCODE 1: Actions on structures – Part 2-2: Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 1995.
- [14] GEWAIN R. G.; IWANKIW N. R.; ALFAWAKHIRI F. Facts for Steel Buildings – Fire. American Institute of Steel Construction. Chicago, 2003.
- [15] HARMATHY, T. Z. On the equivalent fire exposure. Fire and Materials. Vol. 11. NRCC: Ottawa, 1987.
- [16] INSTITUTO PORTUGUÊS DE QUALIDADE. NP EN1991-1-2. Eurocódigo 1: Acções em estruturas-Parte 1-2 Acções Gerais. Acções em estruturas expostas ao fogo. 2010
- [17] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing. ISO 834. ISO/TC: Geneva, 1990. [Revision of first edition (ISO 834:1975)]
- [18] LAW, M. A review of formulae for T-equivalent. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIRE SAFETY SCIENCE. Melbourne. Proceedings... Melbourne: IAFSS, 1997.
- [19] LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - “Brandschutztechnische Kennzahlen verschiedener Nutzungen, Langerungen, Lagergüter” (Parâmetros técnicos relativos à proteção a incêndio para diversas aplicações) - TRVB A-126. 1987.
- [20] LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - “Brandschutzeinrichtungen Rechnerischer Nachweis” (Dispositivo de proteção a incêndio. Cálculo) - TRVB A-100. 1987.
- [21] MELÃO, A. R. Sobre o dimensionamento de elementos estruturais de aço em situação de incêndio. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2016.
- [22] NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION - NFPA 80a. Recommended practice for protection of buildings from exterior fire exposures. Quincy. 2012
- [23] NYMAN, J. F. Equivalent Fire Resistance Ratings of Construction Elements Exposed to Realistic Fires, Tese (Mestrado), Department of Civil Engineering University of Canterbury Christchurch, New Zealand. 2002
- [24] PETERSSON, O.; MAGNUSSEN, S.; THOR, J.; Fire engineering design of steel structures. Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm, 1976.
- [25] SÃO PAULO (Estado). Decreto nº 56.819, de 10 de março de 2011. Institui o regulamento de segurança contra incêndio das edificações e áreas de risco no Estado de São Paulo e estabelece outras providências. Diário Oficial do Estado de São Paulo, São Paulo, p 1-11. 11 de março de 2011.
- [26] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 7: Separação entre edificações (isolamento de risco). São Paulo, 2011.
- [27] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica. IT 08. Segurança estrutural nas edificações – resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2001.
- [28] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica. IT 08. Segurança estrutural nas edificações – resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo 2004.
- [29] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 8: Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2011.
- [30] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 9: Compartimentação horizontal e compartimentação vertical. São Paulo, 2011.
- [31] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 14. Carga de Incêndio nas Edificações e Áreas de Risco. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. São Paulo, 2011.
- [32] SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA-81). Evaluation du risque d’incendie. Méthode de calcul. Documentation n°81. Zürich.1984.
- [32] SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA-81). Evaluation du risque d’incendie. Méthode de calcul. Documentation n°81. Zürich.1996.
- [33] SCHLEICH, J.-B.; CAJOT, L.-G. Global fire safety concept for buildings. La Revue de Métallurgie – CIT. Vol. 11. EDP Science, Paris, 1997.
- [34] SILVA, V. Pignatta. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- [35] SILVA, V. Pignatta. Estruturas de aço em situação de incêndio. 256 p. Zigurate Editora. São Paulo. 2004.
- [36] SILVA, Valdir Pignatta. Sobre o coeficiente gamas1 do método do tempo equivalente para a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo das estruturas. Revista Mínera, v. 5, p. 315-321, São Carlos. 2008.

- [37] SILVA, V. Pignatta. Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012. Blucher. São Paulo. 2012
- [38] SILVA, Valdir Pignatta. Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Considerações para o Projeto de Arquitetura. Blucher. v. 1. 129p. São Paulo. 2014.
- [39] THOMAS, G.C., BUCHANAN, A.N., FLEISCHMANN, C.M. Structural Fire Design: The Role of Time Equivalence. In: Proceedings of The Fifth International Symposium, Christchurch, 1997.
- [40] VARGAS, Mauri Resende ; SILVA, Valdir Pignatta . Resistência ao fogo das estruturas de aço. Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA. v. 1. 76p. Rio de Janeiro: 2005.

Nomenclature

A_f – floor area of the fire compartment

A_t – total area of enclosure (walls, ceiling and floor, including openings)

A_h – total area of horizontal openings in roof of compartment

A_v – total area of vertical openings of compartment (windows, doors) for the outside

c – specific heat of the compartment element

h – fire height of the building

h_m – weighted average of window heights on all walls

H – height of the fire compartment

K – correction factor related to the thermal property of the compartmentation element

M – correction factor function of the material composing structural cross-sections

$q_{fi,k}$ or q_{fi} – characteristic value of the fire load density per unit floor area

$q_{fi,d}$ – design value of the fire load density per unit floor area

q_w – fire load density per unit floor area in kg of equivalent wood

t_e – equivalent time

W – ventilation factor

γ_{s1} – factor taking into account the fire activation risk due to the type of occupancy

γ_{s2} – factor taking into account the fire activation risk due to the size of the compartment and the high of the building

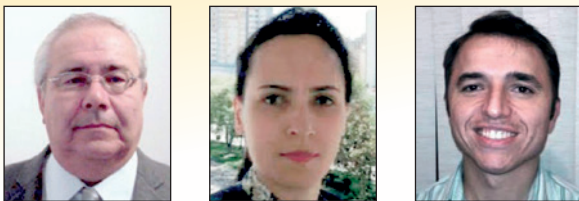
γ_n – factor taking into account the different active firefighting measures

λ – thermal conductivity of the compartmentation element

ρ – density of the compartmentation element

Procedure for decreasing the required time for fire resistance of the multistory buildings

Procedimento para redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edifícios de múltiplos andares



V. P. SILVA ^a
valpigss@usp.br

C. N. COSTA ^b
carlac@fec.unicamp.br

A. R. MELÃO ^a
melao@usp.br

Abstract

The Brazilian standard ABNT NBR 15200: 2012 details a procedure for decreasing the required time of fire resistance in buildings with good fire safety characteristics. It called equivalent time method. This name can confuse the less habituated to the fire safety area, because the Brazilian procedure is not equal to the original equivalent time method, European. The purpose of this paper is to discuss the equivalent time method, to detail the origins of the Brazilian method and present their limitations no explicit in the Brazilian standard. Some unknown aspects of most researchers or technical means are presented. It should be highlighted the abundant bibliography presented to aid the understanding of a seemingly simple issue, but it incorporates many concepts of fire safety, not always understood by the users.

Keywords: fire, fire resistance, equivalent time method, decreasing fire resistance required.

Resumo

A ABNT NBR 15200:2012 detalha um procedimento para a redução do tempo requerido de resistência ao fogo de edificações com boas características de segurança contra incêndio. Ele recebe o nome de método do tempo equivalente. Esse nome pode confundir os menos afeitos à área de segurança contra incêndio, pois o procedimento brasileiro não é equivalente ao MTE original, europeu. O objetivo deste artigo é discutir sobre o MTE, detalhar as origens do método brasileiro e apresentar suas limitações não explícitas na norma brasileira. Apresentam-se alguns aspectos desconhecidos da maioria dos pesquisadores ou do meio técnico. Destaca-se a revisão bibliográfica apresentada ao longo do texto, para auxiliar a compreensão de um tema aparentemente simples, porém que incorpora diversos conceitos sobre segurança contra incêndio, nem sempre compreendidos pelos usuários.

Palavras-chave: incêndio, TRRF, resistência ao fogo, método do tempo equivalente.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;
^b Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.

1. Introdução

Por mais de 8 décadas, diversos pesquisadores têm procurado relacionar a curva temperatura-tempo de um incêndio, padronizada por diversas normas internacionais (ASTM E119, 2000; ISO 834, 1990; BS 476, 1987) a curvas mais realísticas. Mais informações sobre o incêndio-padrão podem ser vistas em SILVA (2012) e SILVA (2014). O EC1 (2002) normatizou o método do tempo equivalente associado ao conceito de valor de cálculo da carga de incêndio, com base na norma alemã DIN (1987). O Eurocode permite que cada país faça modificações no método em suas normas locais. Reino Unido e Portugal assim o fizeram.

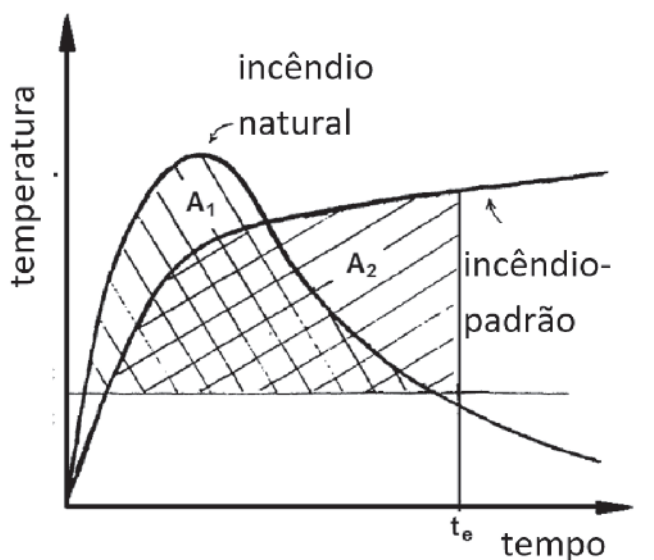
No Brasil, na década de 90, o Corpo de Bombeiros de São Paulo incluiu em sua Instrução Técnica o método do tempo equivalente com diversas modificações. Essa IT foi publicada em 2001. Em vista das modificações, não se pode chamar de método do tempo equivalente pois pode trazer confusão ao leitor, imaginando que ele seja idêntico ao método publicado pelo Eurocode. No entanto, pela tradição brasileira continua sendo assim chamado. É o caso da ABNT NBR 15200:2012, que o apresenta com esse nome.

O objetivo deste trabalho é apresentar o histórico do desenvolvimento do método do tempo equivalente, detalhar sua formulação e o procedimento de redução do tempo requerido de resistência ao fogo que, apesar de se inspirar no método do tempo equivalente, teve a contribuição de outras normas estrangeiras bem como sofreu várias modificações.

2. O método do tempo equivalente

2.1 Histórico

Em 1928, Ingberg apud HARMATHY (1987) realizou uma série de



Fonte: Melão (2016)

Figura 1

Tempo equivalente pelo conceito de igualdade de áreas sob as curvas

Tabela 1

Relação entre a carga de incêndio e o tempo equivalente conforme Ingberg (GEWAIN et al., 2003)

| q_w (kg de madeira/m ²) | t_e (min) |
|---------------------------------------|-------------|
| 24.4 | 30 |
| 36.6 | 45 |
| 48.8 | 60 |
| 73.2 | 90 |
| 97.6 | 120 |
| 146.5 | 180 |
| 195.3 | 270 |
| 244.1 | 360 |
| 292.9 | 450 |

ensaios no NIST - National Institute of Standards and Technology (à época denominado United States National Bureau of Standards), comparando as áreas sob as curvas de incêndios reais à área sob a curva-padrão, a partir de um determinado limite de temperatura (NYMAN, 2002), conforme Figura 1. Ele admitiu que essa área fosse proporcional à energia térmica desprendida pelos gases quentes.

Os resultados são apresentados na Tabela 1 e na Figura 2.

A Equação 1 é uma aproximação adequada a tempos inferiores a 180 min (COSTA, 2008), em que q_w é valor da carga de incêndio específica expressa em quilograma de madeira equivalente por unidade de área (kg de madeira/m²).

$$t_e = 1,23 q_w \quad (1)$$

Esse conceito é interessante visto que a severidade do incêndio independe da estrutura a ser analisada. Isto é, dois incêndios de mesma severidade conduziram a resultados iguais, independente do elemento estrutural estudado.

Os japoneses KAWAGOE; SEKINE (1964) apud (LAW, 1997) seguiram a mesma ideia de Ingberg, comparando as áreas sob as curvas, mas identificaram a importância da ventilação (oxigênio é

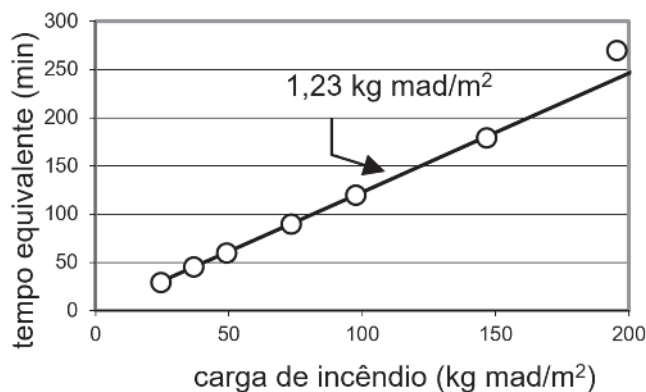


Figura 2

Relação entre a carga de incêndio e o tempo conforme Ingberg

o material comburente) para determinar a temperatura dos gases quentes do compartimento (ver item 4 deste texto), apresentando a Equação 2, válida dentro de certos limites de $A_t / A_v \cdot \sqrt{h_m}$. Na Equação 2, k_1 é um fator de proporcionalidade, q_{fi} é a carga de incêndio específica por área de piso, A_t é a área de todas as superfícies (piso, teto e paredes) do compartimento em chamas e h_m é a altura média das aberturas para o exterior do compartimento, por onde entra o oxigênio.

$$t_e = k_1 q_{fi} \cdot \left(\frac{A_t}{A_v} \sqrt{h_m} \right)^{0,23} \tag{2}$$

COOPER, STECKLER (1996) e THOMAS et al. (1997) não concordaram com a equivalência entre áreas, alegando que elas não representam a energia térmica desprendida pelos gases quentes, no entanto, julga-se relevante mencionar esse conceito, pois foi um ponto de partida para as atuais regulamentações de segurança contra incêndio. Em MELÃO (2016), foi feita uma simulação usando a equivalência de áreas, que não conduziu a bons resultados Law e Petterson apud THOMAS et al. (1997) indicam que a melhor maneira para se determinar o tempo equivalente é uma comparação entre as temperaturas de elementos estruturais calculadas conforme as duas curvas como ilustrado na Figura 3.

Na Figura 3, o “elemento estrutural” pode ser uma armadura da peça de concreto ou um perfil de aço, por exemplo.

Em 1971, a pesquisadora britânica Margaret Law analisou a relação entre a curva-padrão e curvas experimentais, incluindo o efeito da ventilação, mas com base na Figura 2, e propôs a Equação 3 para determinar o tempo equivalente (HARMATHY, 1987).

$$t_e = k_2 \cdot \frac{A_f}{\sqrt{A_v \cdot (A_t - A_f - A_v)}} \cdot q_{fi} \tag{3}$$

Na Equação 3, k_2 é um fator de proporcionalidade, A_v é a área das

aberturas para o exterior do compartimento e A_f é a área de piso do compartimento.

O pesquisador sueco Pettersson incluiu, em 1973, as características térmicas dos elementos de compartimentação (vide item 4 deste texto), na determinação do tempo equivalente (HARMATHY, 1987). Pettersson usou curvas de incêndio naturais deduzidas teoricamente com aferição experimental (PETTERSSON et al., 1976), para propor a Equação 3.

Na Equação 3, k_3 é um fator de proporcionalidade e K_1 é um fator relacionado às características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação.

$$t_e = k_3 K_1 \cdot \frac{A_f}{\sqrt{A_t \cdot A_v \cdot \sqrt{h_m}}} \cdot q_{fi} \tag{3}$$

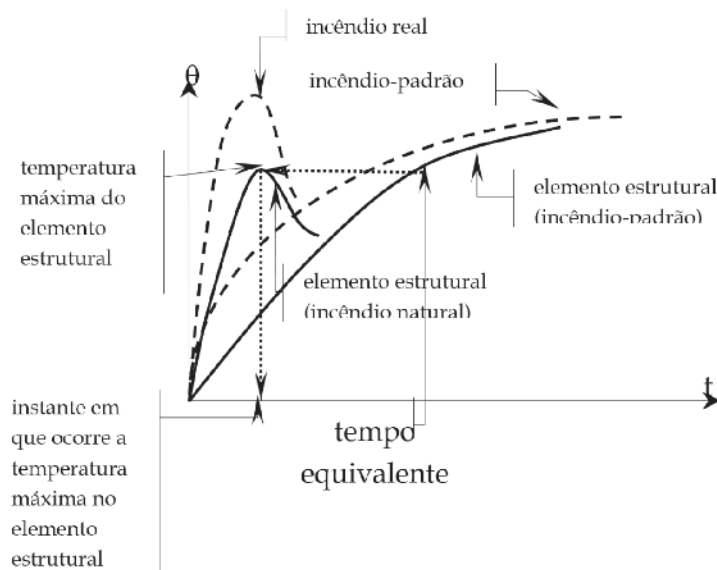
A norma alemã DIN (1987) incluiu a influência das aberturas horizontais na ventilação e o nível do risco de incêndio, conforme Equação 4.

$$t_e = K_2 \cdot W_1 \cdot q_{fi} \tag{4}$$

Na Equação 4, K_2 é um fator relacionado às características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação, W_1 é um fator relacionado à ventilação horizontal ou vertical, determinado por meio de tabelas fornecidas pela DIN (1987) e γ é um coeficiente relacionado ao risco.

Lembrando que risco é a associação do perigo às consequências de um incêndio, o coeficiente de ponderação γ , idealizado pela DIN (1987), é determinado levando-se em conta as dimensões da edificação e a presença da proteção ativa. A versão seguinte dessa DIN, DIN (1998), apresentou algumas modificações pouco significativas (CAJOT et al., s.d.), para determinar o tempo equivalente.

O método apresentado na norma DIN, com adaptações que facilitam o seu uso (por exemplo, o efeito da ventilação, determinado



Fonte: Silva (1997)

Figura 3
Conceito de tempo equivalente

Tabela 2Valores de γ_{s1} (SCHLIECH; CAJOT, 1997)

| Área do compartimento (m ²) | Altura da edificação (h) | | | |
|---|--------------------------|--------------|-------------------------|-----------------------|
| | 1 pavimento | 2 pavimentos | Entre 2 e 10 pavimentos | Mais de 10 pavimentos |
| ≤ 750 | 1,00 | 1,10 | 1,25 | 1,50 |
| ≤ 2500 | 1,00 | 1,25 | 1,50 | 2,00 |
| ≤ 5000 | 1,05 | 1,40 | 1,75 | 2,50 |
| ≤ 10000 | 1,10 | 1,50 | - | - |
| ≤ 20000 | 1,20 | 1,60 | - | - |

Tabela 3Valores de γ_{s1} (IT 8, 2001)

| Área do compartimento (m ²) | Altura da edificação (h) | | | |
|---|--------------------------|----------|-----------------|----------|
| | Térreo | h ≤ 12 m | 12 m < h ≤ 23 m | h > 23 m |
| ≤ 750 | 1,00 | 1,00 | 1,25 | 1,50 |
| ≤ 2500 | 1,00 | 1,30 | 1,50 | 2,00 |
| ≤ 5000 | 1,05 | 1,45 | 1,75 | 2,50 |
| ≤ 10000 | 1,10 | 1,55 | - | - |
| ≤ 20000 | 1,20 | 1,65 | - | - |

via tabela pela DIN, foi transformado em uma equação no EC1), foi adotado no EC1 (1995), por meio da Equação 5.

$$t_e = K W q_{fi,d}$$

(5)

Na Equação 5, K_2 é um fator relacionado às características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação, W é um fator relacionado à ventilação (que depende das dimensões das aberturas) e $q_{fi,d}$ o valor de cálculo da carga de incêndio.

Deve ser ressaltado de que na equação recomendada pelo EC1 (1995) surgiu $q_{fi,d}$, ou seja, o valor de cálculo da carga de incêndio, que é encontrado multiplicando-se o valor característico da carga de incêndio, que se determina ou por me-

dições ou em tabelas padronizadas, por coeficientes de ponderação γ . No EC1 (1995), o único coeficiente de ponderação explicitamente apresentado era 0,6 quando havia a instalação de chuveiros automáticos.

Nesta parte do histórico, deve ser citada a publicação SCHLIECH; CAJOT (1997). Primeiramente, por que ambos foram os coordenadores da comissão autora do EC1 na parte correspondente ao incêndio e, depois, porque Schleich antecipou a SILVA (1997), os principais resultados que seriam publicados. Esperava-se, pois, que a revisão do EC1 (1995) seguisse SCHLIECH; CAJOT (1997).

SCHLIECH; CAJOT (1997) prosseguiram na pesquisa à procura

Tabela 4Valores para γ_{s1} (IT 8, 2004)

| Área de piso do compartimento (m ²) | Altura da edificação (m) | | | | | | |
|---|--------------------------|-------|------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | Térrea | h ≤ 6 | 6 < h ≤ 12 | 12 < h ≤ 23 | 23 < h ≤ 30 | 30 < h ≤ 80 | h > 80 |
| ≤ 750 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 1,20 | 1,25 | 1,45 | 1,60 |
| ≤ 1000 | 1,05 | 1,10 | 1,15 | 1,25 | 1,35 | 1,65 | 1,85 |
| ≤ 2500 | 1,10 | 1,25 | 1,40 | 1,70 | 1,85 | 2,60 | 3,00 |
| ≤ 5000 | 1,15 | 1,45 | 1,75 | 2,35 | 2,65 | 3,00 | 3,00 |
| ≤ 7500 | 1,25 | 1,70 | 2,15 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |
| ≤ 10000 | 1,30 | 1,90 | 2,50 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |
| ≤ 20000 | 1,60 | 2,80 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |
| ≥ 65000 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 | 3,00 |

Tabela 5

Fator K em função da inércia térmica do elemento de compartimentação (EC1, 2002)

| $b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda}$ (J/m ² .s ^{1/2} .°C) | K (min.m ² /MJ) |
|---|----------------------------|
| b > 2500 | 0,040 |
| 720 ≤ b ≤ 2500 | 0,055 |
| b < 720 | 0,070 |

Tabela 6

Valores do fator “M” em função do material estrutural (EC1, 2002)

| Material da estrutura | M |
|--|---------------|
| Concreto armado | 1,0 |
| Aço com revestimento contra fogo | 1,0 |
| Aço sem revestimento contra fogo | 13,7 x V |
| Estruturas mistas, madeira, alvenaria estrutural | Não se aplica |

de mais bem explicitar o coeficiente de ponderação γ e propuseram (SILVA, 1997 e SILVA, 2004) que γ fosse o resultado do produto $\gamma_n \cdot \gamma_{s1} \cdot \gamma_{s2}$. γ_n e γ_{s2} serão comentados mais adiante neste artigo. Neste item do texto o interesse recai sobre γ_{s1} .

γ_{s1} é um coeficiente de segurança que depende das consequências de um colapso. Segundo SCHLEICH; CAJOT (1997) deve respeitar a Tabela 2.

Como já mencionado, o Corpo de Bombeiros de São Paulo incluiu o método do tempo equivalente na Instrução Técnica nº8 de 2001, com base no EC1 (1995) atualizando o procedimento, tendo por base SCHLEICH; CAJOT (1997). O primeiro autor deste trabalho fez essa sugestão ao CB. Dois aspectos devem ser ressaltados. O primeiro é que o CB decidiu empregar o método do tempo equivalente, no entanto, impôs um limite máximo de redução de 30 min no TRRF recomendado pela IT 8 e outro é que o CB aproveitou a Tabela 2 proposta por SCHLEICH; CAJOT (1997), porém na forma da Tabela 3 (VARGAS, SILVA, 2005).

As alterações de alguns valores e a transformação de número de pavimentos em alturas em metros feitas pelo CBPMESP não trazem grande alteração de resultados, no entanto, deve-se atentar que na linha correspondente à altura, ao invés de valores absolutos, foi incluído o símbolo “ ξ ” o que significa que não é permitida a interpolação e, por decorrência, a depender da altura do compartimento, haverá saltos nos resultados, tornando irreal o resultado do cálculo. Isso foi resolvido mais tarde com a alteração do fator g_{s1} de tabela para a Equação 12.

SCHLEICH; CAJOT (1997) também informaram que a Equação 5 apresentava bons resultados para concreto e aço revestido, mas não para aço sem revestimento. Concreto protendido, madeira e alvenaria estrutural não foram mencionados nessa publicação.

2.2 O método do tempo equivalente conforme EC1 (2002)

Após SCHLEICH; CAJOT (1997), esses autores pesquisaram mais sobre o assunto e o EC1 (2002) não foi publicado exatamente conforme descrito em SCHLEICH; CAJOT (1997). A Equação 5 foi transformada na Equação 6.

$$t_e = K W q_{fi,d} M \tag{6}$$

Na Equação 6, K é um fator relacionado a características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação, conforme Tabela 5, W é um fator relacionado à ventilação do ambiente e à altura do compartimento, conforme Equação 7, M é um fator de correção que depende do material estrutural, conforme Tabela 6 e $q_{fi,d}$ é o valor de cálculo da carga de incêndio por área de piso (MJ/m²), determinado conforme Equação 8.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + \frac{90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)}{1 + 12,5 \left(1 + 10 \frac{A_v}{A_f}\right) \cdot \frac{A_h}{A_f}} \right] \geq 0,5 \tag{7}$$

A Equação 7 tem os seguintes limites de validade: $W \geq 0,5$; $0,025 \leq A_v/A_f \leq 0,25$ e $12,5[1 + 10 (A_v/A_f)] \geq 10$.

Na Tabela 6, $V = \frac{A_v}{A_v} \sqrt{h}$.

$$q_{fi,d} = q_{fi,k} \times \gamma_n \times \gamma_{s1} \times \gamma_{s2} \tag{8}$$

Na Equação 8, γ_n é determinado pela Equação 9 e os valores de γ_{s1} e γ_{s2} , respectivamente, são determinados pelas Tabelas 7 e 8.

Tabela 7

Valores de γ_{s1} em função da área do compartimento (EC1, 2002)

| Área do compartimento (m ²) | γ_{s1} |
|---|---------------|
| 25 | 1,10 |
| 250 | 1,50 |
| 2500 | 1,90 |
| 5000 | 2,00 |
| 10000 | 2,13 |

Tabela 8

Valores de γ_{s2} em função do risco de ativação (EC1, 2002)

| γ_{s2} | Exemplos de ocupação |
|---------------|---|
| 0,78 | Galeria de arte, parque aquático, museu. |
| 1,0 | Escritório, residência, hotel, indústria de papel |
| 1,22 | Indústria de máquinas e motores |
| 1,44 | Laboratório químico, oficina de pintura |
| 1,66 | Indústria de fintas ou explosivos |

Tabela 9

Fatores de ponderação das medidas de segurança contra incêndio (EC1, 2002)

| γ_{n1} | γ_{n2} | | | γ_{n3} | γ_{n4} | γ_{n5} |
|-----------------------|-----------------------------------|------|-----|---------------------|---------------|------------------------|
| Chuveiros automáticos | | | | Detecção automática | | |
| Existe | Suprimentos de água independentes | | | | | |
| | 0 | 1 | 2 | Calor | Fumaça | Transmissão automática |
| 0,61 (*) | 1,0 | 0,87 | 0,7 | 0,87 (*) | 0,73 (*) | 0,87 (*) |

| γ_{n6} | γ_{n7} | γ_{n8} | γ_{n9} | γ_{n10} | γ_{n11} |
|-------------------------|---------------|---|---------------------|--------------------------------|-------------------------|
| Brigada contra incêndio | | Rotas de fuga (existe e é desobstruída) | Escada pressurizada | Exaustão de fumaça nas escadas | Dispositivos de combate |
| Interna | Externa | | | | |
| 0,61 (*) | 0,78 (*) | Sim - 1,0 Não -1,5 | Sim - 0,9 (*) | Sim - 1,0 Não -1,5 | Sim - 1,0 Não -1,5 |

(*) na ausência, $\gamma_{ni} = 1,0$

Talvez a mais importante alteração do EC1 (2002) foi a exclusão da altura da edificação no aumento do risco de incêndio, admitindo, pois, irrestrita confiabilidade na compartimentação vertical. Na Equação 9, γ_{ni} são fatores relacionados às medidas de segurança contra incêndio conforme Tabela 9.

$$\gamma_n = \prod_{i=1}^{11} \gamma_{ni} \tag{9}$$

Para valores da carga de incêndio específica característica, o EC1 (1995) recomenda a Tabela 10.

3. Procedimento para redução do TRRF

LAW (1997) conclui que os métodos do tempo equivalente apresentados até então, e mesmo o do Eurocode, não são satisfatórios

Tabela 10

Carga de incêndio específica em MJ/m² (EC1, 2002)

| Ocupação | Média | 80% fráctil* |
|-----------------------|-------|--------------|
| Residência | 780 | 948 |
| Hospital (quarto) | 230 | 280 |
| Hotel (quarto) | 310 | 377 |
| Biblioteca | 1500 | 1824 |
| Escritório | 420 | 511 |
| Escola (sala de aula) | 285 | 347 |
| Shopping Center | 600 | 730 |
| Teatro/cinema | 300 | 365 |
| Área de embarque | 100 | 122 |

* Significa que não é excedido durante 80% da vida útil da construção. É o valor recomendado pelo EC1 (1995) para uso em projeto

e necessitam ser mais bem avaliados.

O Eurocode permite que cada país possa adequar a norma nacional à sua realidade. Por exemplo, no caso do método do tempo equivalente, a versão portuguesa e britânica do EC1 apresentam formas diferentes do método do tempo equivalente. Na versão portuguesa (EUROCÓDIGO 1, 2010), tem-se $g_n \cdot g_{s1} \cdot g_{s2} = 1$. A versão do Eurocode 1 publicada no Reino Unido, BS (2007), estende o uso do método do tempo equivalente a todos os materiais estruturais e inclui a altura da edificação na análise do risco, entre outros detalhes.

No Brasil, por meio da ABNT NBR 15200:2012, ABNT NBR 14323:2013 e a IT 8 (2011) bem como outras instruções técnicas de Corpos de Bombeiros de outros estados, há um procedimento para a redução do TRRF em construções com boas características de segurança contra incêndio. Embora ele leve o nome de método do tempo equivalente, não é o método do tempo equivalente original do Eurocode, mas sim um procedimento que se aproveita de formulação retirada de diversas normas e publicações internacionais.

Lembrando-se que a Instrução Técnica CB-02-33 de 1994 permitia a redução do TRRF em 30 minutos para edificações com chuveiros automáticos, o novo procedimento foi um grande avanço. Ele procurou solucionar algumas falhas. Por um lado, não basta a existência de chuveiros automáticos para garantir a segurança. Por outro lado, edifícios sem chuveiros podem ser seguros, a depender de outras características do edifício, tais como, carga de incêndio, aberturas, pé-direito etc. Foi com esse objetivo que em 2001, a IT 8 do CBP-MESP incluiu o método do tempo equivalente com diversas modificações em relação ao original. As ABNT NBR 15200:2012 e ABNT NBR 14323:2013 incluíram em seu texto tal procedimento, ainda com o nome de método do tempo equivalente.

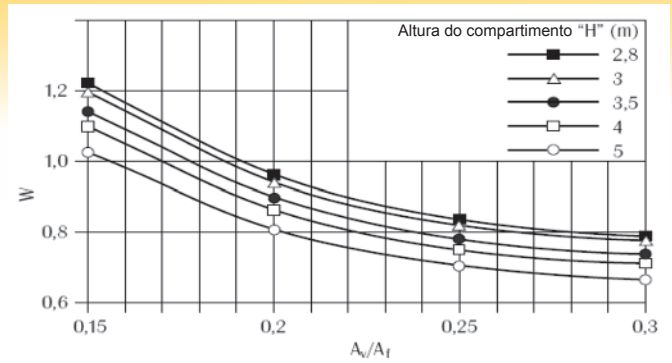
Passa-se a detalhar o procedimento recomendado pela ABNT NBR 15200:2012.

O tempo requerido de resistência ao fogo de elementos estruturais de concreto armado de um compartimento pode ser determinado pela Equação 10, não podendo reduzir mais do que

30 min no TRRF determinado pela Tabela A.1 da ABNT NBR 14432:2001 ou aos requeridos pelas instruções técnicas dos corpos de bombeiros estaduais.

$$t_e = 0,07 \times q_{fi,k} \times W \times \gamma_n \times \gamma_{s1} \times \gamma_{s2} \quad (10)$$

Na Equação 10, o valor 0,07 nada mais é do que o máximo valor de K, fator relacionado a características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação, apresentado na Tabela 5. O valor de $q_{fi,k}$ pode ser determinado por meio de medições locais ou usar valores padronizados conforme ABNT NBR 14432:2001 ou instru-



Fonte: Silva (2012)

Figura 4
Valores de W em função da ventilação A_v/A_f e da altura do compartimento H

Tabela 11

Valores de cargas de incêndio específicas (IT14, 2011)

| Ocupação/uso | Descrição | Filler |
|---|--|--------|
| Residencial | Apartamentos, casas térreas, sobrados, pensionatos | 300 |
| Serviços de hospedagem | Hotéis, motéis, apart-hotéis | 500 |
| Comercial varejista | Automóveis | 200 |
| | Drogarias | 1000 |
| | Livrarias | 1000 |
| | Lojas de departamentos (shopings) | 800 |
| | Papelarias | 700 |
| | Supermercados (vendas) | 600 |
| | Tapetes | 800 |
| Serviços profissionais, pessoais e técnicos | Agências bancárias | 300 |
| | Agências de correios | 400 |
| | Escritórios | 700 |
| | Oficinas elétricas | 600 |
| | Oficinas mecânicas | 200 |
| Educativa e cultura física | Academias | 300 |
| | Creches | 300 |
| | Escolas em geral | 300 |
| Locais de reunião pública | Bibliotecas | 2000 |
| | Cinemas ou teatros | 600 |
| | Clubes sociais, boates | 600 |
| | Estações, terminais de passag. | 200 |
| | Igrejas | 200 |
| | Museus | 300 |
| | Restaurantes | 300 |
| Serviços automotivos | Estacionamentos | 200 |
| | Oficinas | 300 |
| Serviços de saúde e institucionais | Asilos | 350 |
| | Clínicas e consultórios médicos ou odontológicos | 300 |
| | Hospitais | 300 |
| | Presídios | 200 |
| | Quartéis | 450 |

Ver tabela completa na IT 14 (2011)

Tabela 12

Fator de ponderação γ_n das medidas de segurança contra incêndio (ABNT NBR 15200:2012; IT8, 2011)

| Valores de γ_{n1} , γ_{n2} e γ_{n3} | | |
|--|--|--|
| Existência de chuveiros automáticos γ_{n1} | Brigada contra incêndio γ_{n2} | Existência de detecção automática γ_{n3} |
| 0,60 | 0,90 | 0,9 |

ções técnicas dos corpos de bombeiros. Alguns valores são apresentados na Tabela 11. W segue a mesma Equação 7, desconsiderando-se aberturas horizontais, remetendo, pois à Equação 11.

$$W = \left(\frac{6}{H}\right)^{0,3} \left[0,62 + 90 \left(0,4 - \frac{A_v}{A_f}\right)\right] \geq 0,5 \quad (11)$$

Observando-se o limite $0,025 \leq A_v/A_f \leq 0,30$

O limite superior de A_v/A_f foi aumentado na norma brasileira em vista do gráfico apresentado na Figura 4.

A Tabela 11, retirada da IT 14 (2011), tem por base a ABNT NBR 14432:2001, que por sua vez seguiu as normas austríacas TRVB A-100 (1987) e TRVB A-126 (1987). As referidas normas austríacas se basearam no método de Gretener (SIA, 1996).

Em 1960 o engenheiro Max Gretener, diretor da Associação de Proteção Contra Incêndio da Suíça, iniciou estudos sobre o cálculo do risco de incêndio em indústrias e grandes edifícios. Seu método, publicado em 1965, visava atender às necessidades das companhias de seguro. Em 1968 o Corpo de Bombeiros suíço propôs adotar esse mesmo método, também, para avaliar os meios de proteção contra incêndio das edificações. Em 1984, a SIA (Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes) publicou o documento SIA-81 "Método de avaliação de risco de incêndio", tendo por base os trabalhos de Gretener e revisado por um grupo de especialistas das companhias de seguro privadas e estatais e da SIA. Esse grupo adaptou o método ao então conhecimento e experiência suíça e internacional. Em dezembro de 1996 o SIA-81 foi revisado e atualizado, SIA 81 (1996). Segundo Cajot et al. (s.d.) os resultados desse trabalho são demonstráveis cientificamente, apesar de nem todos terem

sido demonstrados.

O coeficiente de ponderação γ_n é determinado pela Equação 9, no entanto, de forma simplificada como pode ser visto na Tabela 12.

Na ausência de algum meio de proteção, indicado na Tabela 12, adotar γ_{ni} igual a 1.

O coeficiente de ponderação γ_{s1} é determinado pela Equação 12, em que A_f é a área do piso do compartimento, em metros quadrados, e h é a distância entre o piso habitável mais elevado e o mais inferior (podendo ser no subsolo) da edificação, em metros. Para $gs_1 < 1$, deve ser adotado $gs_1 = 1$ e para $gs_1 > 3$, pode-se adotar $gs_1 = 3$.

Tendo em vista que na versão final do EC1 (2002) a influência da altura havia sido retirada do método do tempo equivalente e que as tabelas recomendadas nas IT8 (2001 e 2004) apresentavam descontinuidades indesejadas e irreais, a Equação 12 foi criada tendo por base os seguintes princípios: manter a influência da altura, que houvera sido retirada no EC1 (2002); reduzir um pouco a influência da altura, não diferir muito dos resultados obtidos com o método recomendado pela IT8 (2001, 2004) do Corpo de Bombeiros de São Paulo, fundamentado nas propostas da revisão do Eurocode; adotar um valor limite pouco superior ao anterior, que era 2,5, não haver descontinuidades e ser de simples utilização. Apesar de haver algumas diferenças nos resultados obtidos pela Equação 12 e as tabelas da IT 8, os valores finais dos TRRF das edificações são muito similares conforme mostrado em SILVA (2008).

$$\gamma_{s1} = 1 + \frac{A_f \cdot (h + 3)}{10^5} \quad (12)$$

O coeficiente de ponderação γ_{s2} tem a mesma função daquele recomendado pelo EC1 (2002), ou seja, considerar o risco de ativação de incêndio. Segundo SCHLEICH; CAJOT (1997), o coeficiente γ_{s2} associado ao risco de ativação do incêndio teve origem no método de Gretener para análise de risco de incêndio em edificações, constante do documento SIA-81 (1996). O EC1 (2002) não apresenta exemplos suficientes de edificações. A Tabela 9 foi completada, então, com base no método de Gretener (SIA-81, 1996), gerando a Tabela 13.

Além das limitações já citadas, a favor da segurança, impôs-se também que o tempo determinado por meio do método apresentado não pode ser inferior a 15 min e que $q_{f,k} \gamma_n \gamma_s \geq 300 \text{ MJ/m}^2$.

4. Compartimentação

Tabela 13

Valores de γ_{s2} em função do risco (r) de ativação do incêndio (ABNT NBR 15200:2012; IT8, 2011)

| γ_{s2} | r | Exemplos de ocupação |
|---------------|---------|---|
| 0,85 | Pequena | Escola, galeria de arte, parque aquático, igreja, museu |
| 1,0 | Normal | Biblioteca, cinema, correio, consultório médico, escritório, farmácia, frigorífico, hotel, livraria, hospital, laboratório fotográfico, indústria de papel, oficina elétrica ou mecânica, residência, restaurante, supermercado, teatro, depósitos (produtos farmacêuticos, bebidas alcoólicas, venda de acessórios de automóveis) e depósitos em geral |
| 1,2 | Média | Montagem de automóveis, hangar, indústria mecânica |
| 1,5 | Alta | Laboratório químico, oficina de pintura de automóveis |

É importante ressaltar que o procedimento descrito no item 3 deste texto, deve ser usado para cada compartimento. Dessa forma, o conceito de compartimento deve estar muito claro ao usuário. Compartimento é a edificação ou parte dela, compreendendo um ou mais cômodos, espaços ou pavimentos, construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora de seus limites, incluindo a propagação entre edifícios adjacentes, quando aplicável. Elementos de compartimentação são os elementos construtivos que vedam o compartimento e devem possuir, simultaneamente, capacidade de isolamento térmico, estanqueidade e serem estáveis estruturalmente.

A compartimentação horizontal é aquela que impede a propagação horizontal entre compartimentos no mesmo pavimento. Limita a propagação do fogo, restringindo as perdas e facilitando a atividade de combate ao incêndio. A IT9 (2011) limita as áreas máximas para compartimentos (compartimentação horizontal), em função do uso e altura da edificação.

A compartimentação vertical é aquela que impede a propagação vertical de gases ou calor de um pavimento para o imediatamente superior. É uma das medidas mais eficientes para a segurança contra incêndio. Ela é também essencial no cálculo das estruturas em incêndio.

A compartimentação vertical inclui: fachada com parapeito-verga ou marquise/aba, enclausuramento de escadas de emergência, lajes com espessura mínima de forma a respeitar isolamento e estanqueidade e selagem (firestops) para vedar toda e qualquer ligação vertical entre pavimentos, tais como passagem de tubulações, dutos, shafts etc.

Conforme a legislação do Estado de São Paulo (SP, 2011), a compartimentação vertical é exigida para edifícios residenciais, de escritórios ou hotéis e outras ocupações, para alturas de incêndio superiores a 12 m, exceto para hospitais em que a altura mínima é de 6 m. Demais detalhes e exigências sobre compartimentação podem ser vistas nas instruções técnicas dos corpos de bombeiros ou em SILVA (2014).

Outro aspecto importante é a distância entre fachadas. Essa distância deve ser calculada de tal forma que impeça a passagem por radiação de um eventual incêndio de uma fachada para outra em outra edificação, ou conforme o caso da mesma edificação (NFPA, 2012; IT7, 2011; SILVA, 2012; SILVA, 2014). Caso essa distância seja menor, o compartimento se estenderá para o outro edifício ou outro andar do mesmo edifício.

Em resumo, para se aplicar corretamente o procedimento redutor do TRRF, devem ser verificados diversos aspectos ligados à arquitetura e não somente aplicar a Equação 10.

5. Coeficientes de ponderação

Sempre que se emprega um método de avaliação de risco, se analisa uma modelagem de incêndio ou qualquer outro procedimento relacionado a incêndio, deve-se introduzir segurança, como é comum na engenharia de estruturas. No Brasil, os coeficientes de ponderação para tais estudos não estão normatizados, exceto para o procedimento de redução do TRRF, também conhecido por método do tempo equivalente. Enquanto não houver uma pesquisa mais apurada sobre isso, os autores re-

comendam seguir os coeficientes de ponderação do método do tempo equivalente.

Deve ser ressaltado que a introdução de segurança no método do tempo equivalente não se restringe aos V_n , V_{s1} e V_{s2} . A restrição de se limitar a redução a 30 min em relação ao TRRF tabelado (aqui chamado de $TRRF_{tab}$) também deve ser considerada.

Dessa forma, o TRRF, já incluindo o método do tempo equivalente e essa restrição, pode ser reescrito conforme Equação 13, em que t_e é determinado pela Equação 10 e F é um fator de ajuste para levar em conta o redutor máximo de 30 min.

$$RF = t_e \times F \tag{13}$$

O procedimento para redução do TRRF pode ser, analiticamente, interpretado da seguinte forma:

se $t_e \leq TRRF_{tab} - 30 \text{ min}$, $TRRF = TRRF_{tab} - 30 \text{ min}$

se $TRRF_{tab} - 30 \text{ min} < t_e \leq TRRF_{tab}$, $TRRF = t_e$

se $t_e > TRRF_{tab}$, $TRRF = TRRF_{tab}$

A partir dessas considerações, obtêm-se:

$$\text{se } t_e \leq TRRF_{tab} - 30 \text{ min}, F = \frac{TRRF_{tab} - 30 \text{ min}}{t_e}$$

$$\text{se } TRRF_{tab} - 30 \text{ min} < t_e \leq TRRF_{tab}, F = 1$$

$$\text{se } t_e > TRRF_{tab}, F = \frac{TRRF_{tab}}{t_e}$$

Para o procedimento de redução do TRRF é irrelevante se empregar o fator F ou a Equação 10, tomando o cuidado de se limitar em 30 min a redução. No entanto, em outros métodos, por exemplo, considerar-se uma curva temperatura-tempo do incêndio de forma mais realística tal qual as curvas paramétricas EC1 (2002), adotar-se o fator F, significa que se estará mantendo o mesmo nível de segurança do único método normatizado no Brasil.

6. Conclusões

Desde a década de 1920, diversos pesquisadores buscam um valor de tempo que possa ser usado em conjunto com a curva-padrão, de forma a refletir a severidade de incêndios reais. Trata-se do método do tempo equivalente.

O método do tempo equivalente mais recente foi normatizado pelo Eurocode e é um método para a determinação do TRRF. No Brasil, o método europeu não foi aceito, por não incluir a altura do edifício em sua formulação.

No Brasil, o “método do tempo equivalente” normatizado não é uma forma de se determinar o TRRF, como o europeu, mas um procedimento para redução dos valores de TRRF exigidos pelo Corpo de Bombeiros. Não devem, pois, serem confundidos. Neste trabalho apresentaram-se as origens de ambos os métodos.

Não basta empregar a formulação normatizada no Brasil para a redução do TRRF, mas também deve ser analisado se a solução arquitetônica permite o seu uso.

No Brasil, a introdução de segurança nos modelos de incêndio não é normatizada. Sugere-se que se empreguem os coeficientes de ponderação deduzidos neste trabalho, a fim de manter o mesmo nível de segurança do procedimento brasileiro para a redução do TRRF.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, ao CNPq - Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico e à FAPESP Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.

8. Referências bibliográficas

- [1] AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for fire tests of building construction and materials. ASTM E119-00a. ASTM. Philadelphia, 2000.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio. 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. NBR 14432. Rio de Janeiro, 2001.
- [5] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Fire tests on building materials and structures — Part 22: Methods for determination of the fire resistance of non-loadbearing elements of construction. BS 476-22. BSI. London, 1987.
- [6] BRITISH STANDARDS. PD 6688-1-2:2007 Background paper to the UK National Annex to BS EN 1991-1-2. 2007.
- [7] CAJOT, L.-G.; SCHLEICH, J.-B.; FONTANA M.; SCHWEPPE H.; KINDMANN R.; KIRCHNER, U. Accidental actions: fire influence of the active fire protection measures. Publications of the Profil ARBED: Luxembourg, [s.d.].
- [8] COOPER, L.Y.; STECKLER, K.D. Methodology for Developing and Implementing Alternative Temperature-Time Curves for Testing the Fire Resistance of Barriers for Nuclear Power Plant Applications, NIST. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg. 1996.
- [9] COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese de doutorado defendido junto à Escola Politécnica. São Paulo, 2008.
- [10] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings. DIN 18230. Part 1: Analytically required fire resistance time. [Translated from the original in German]. Berlin, 1987.
- [11] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. Structural fire protection in industrial buildings – Part 1: DIN 18230-1. DIN. Berlin, 1998.
- [12] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: EUROCODE 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.
- [13] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-1-2: EUROCODE 1: Actions on structures – Part 2-2: Actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 1995.
- [14] GEWAIN R. G.; IWANKIW N. R.; ALFAWAKHIRI F. Facts for Steel Buildings – Fire. American Institute of Steel Construction. Chicago, 2003.
- [15] HARMATHY, T. Z. On the equivalent fire exposure. Fire and Materials. Vol. 11. NRCC: Ottawa, 1987.
- [16] INSTITUTO PORTUGUÊS DE QUALIDADE. NP EN1991-1-2. Eurocódigo 1: Acções em estruturas-Parte 1-2 Acções Gerais. Acções em estruturas expostas ao fogo. 2010
- [17] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Fire-Resistance Tests – Elements of Building Construction – Part 1.1: General Requirements for Fire Resistance Testing. ISO 834. ISO/TC: Geneva, 1990. [Revision of first edition (ISO 834:1975)]
- [18] LAW, M. A review of formulae for T-equivalent. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FIRE SAFETY SCIENCE. Melbourne. Proceedings... Melbourne: IAFSS, 1997.
- [19] LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - “Brandschutztechnische Kennzahlen verschiedener Nutzungen, Langerungen, Lagergüter” (Parâmetros técnicos relativos à proteção a incêndio para diversas aplicações) -. TRVB A-126. 1987.
- [20] LIGA FEDERAL DE COMBATE A INCÊNDIO DA ÁUSTRIA - “Brandschutzeinrichtungen Rechnerischer Nachweis” (Dispositivo de proteção a incêndio. Cálculo) - TRVB A-100. 1987.
- [21] MELÃO, A. R. Sobre o dimensionamento de elementos estruturais de aço em situação de incêndio. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2016.
- [22] NATIONAL FIRE PROTECTION ASSOCIATION - NFPA 80a. Recommended practice for protection of buildings from exterior fire exposures. Quincy. 2012
- [23] NYMAN, J. F. Equivalent Fire Resistance Ratings of Construction Elements Exposed to Realistic Fires, Tese (Mestrado), Department of Civil Engineering University of Canterbury Christchurch, New Zealand. 2002
- [24] PETERSSON, O.; MAGNUSSEN, S.; THOR, J.; Fire engineering design of steel structures. Swedish Institute of Steel Construction. Stockholm, 1976.
- [25] SÃO PAULO (Estado). Decreto nº 56.819, de 10 de março de 2011. Institui o regulamento de segurança contra incêndio das edificações e áreas de risco no Estado de São Paulo e estabelece outras providências. Diário Oficial do Estado de São Paulo, São Paulo, p 1-11. 11 de março de 2011.
- [26] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 7: Separação entre edificações (isolamento de risco). São Paulo, 2011.
- [27] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica. IT 08. Segurança estrutural nas edificações – resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2001.
- [28] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica. IT 08. Segurança estrutural nas edificações – resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo 2004.
- [29] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 8: Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo, 2011.
- [30] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios

- da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 9: Compartimentação horizontal e compartimentação vertical. São Paulo, 2011.
- [31] SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. Instrução Técnica n. 14. Carga de Incêndio nas Edificações e Áreas de Risco. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. São Paulo, 2011.
- [32] SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA-81). Evaluation du risque d'incendie. Méthode de calcul. Documentation n°81. Zürich. 1984.
- [32] SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES (SIA-81). Evaluation du risque d'incendie. Méthode de calcul. Documentation n°81. Zürich. 1996.
- [33] SCHLEICH, J.-B.; CAJOT, L.-G. Global fire safety concept for buildings. La Revue de Métallurgie – CIT. Vol. 11. EDP Science, Paris, 1997.
- [34] SILVA, V. Pignatta. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese de doutorado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- [35] SILVA, V. Pignatta. Estruturas de aço em situação de incêndio. 256 p. Zigurate Editora. São Paulo. 2004.
- [36] SILVA, Valdir Pignatta. Sobre o coeficiente γ_{s1} do método do tempo equivalente para a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo das estruturas. Revista Minerva, v. 5, p. 315-321, São Carlos. 2008.
- [37] SILVA, V. Pignatta. Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012. Blucher. São Paulo. 2012
- [38] SILVA, Valdir Pignatta. Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Considerações para o Projeto de Arquitetura. Blucher. v. 1. 129p. São Paulo. 2014.
- [39] THOMAS, G.C., BUCHANAN, A.N., FLEISCHMANN, C.M. Structural Fire Design: The Role of Time Equivalence. In: Proceedings of The Fifth International Symposium, Christchurch, 1997.
- [40] VARGAS, Mauri Resende ; SILVA, Valdir Pignatta . Resistência ao fogo das estruturas de aço. Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA. v. 1. 76p. Rio de Janeiro: 2005.

MJ/m²

q_w é o valor da carga de incêndio expressa em quilograma de madeira equivalente por área de piso

t_e é o tempo equivalente (min)

W é um fator relacionado à ventilação do ambiente e a altura do compartimento

γ_{s1} é um coeficiente de segurança que depende das consequências de um incêndio

γ_{s2} é um coeficiente de ponderação que considera o risco de ativação de um incêndio

γ_n é o coeficiente de ponderação relacionado a dispositivos de proteção ativa

λ é a condutividade térmica do elemento de compartimentação

ρ é a massa específica do elemento de compartimentação

LISTA DE SÍMBOLOS

A_f é a área de piso do compartimento

A_t é a área total do compartimento (paredes, teto, piso e aberturas)

A_h é a área de ventilação horizontal (aberturas na cobertura, lanternins e similares)

A_v é a área de ventilação vertical (janelas, portas e similares) para o exterior

c é o calor específico do elemento de compartimentação

h é a altura de incêndio da edificação

h_m é a altura média das aberturas para o exterior do compartimento

H é a altura do compartimento

K é um fator relacionado a características físicas e térmicas dos elementos de compartimentação

M é um fator de correção que depende do material estrutural

$q_{fi,k}$ ou simplesmente q_{fi} , é o valor característico da carga de incêndio por unidade de área de piso em MJ/m²

$q_{fi,d}$ é o valor de cálculo da carga de incêndio por área de piso em