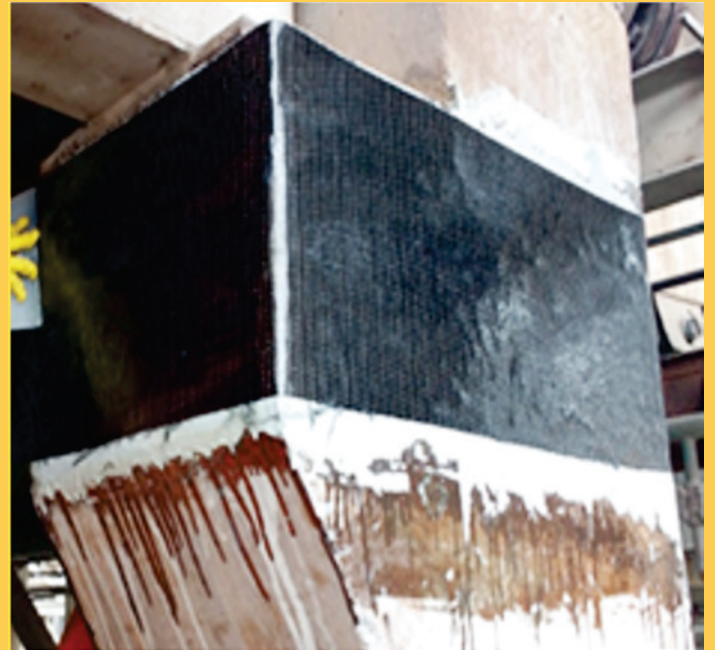


Volume 12, Number 4

August, 2019

ISSN 1983-4195



Contents

Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections

C. W. S. DINIZ, E. N. LAGES and A. S. R. BARBOZA

Flexural behavior of hybrid GFRP – concrete railway sleepers

A. C. L. de AZEVEDO, A. M. A. J. TEXEIRA and L. A. V. CARNEIRO

Experimental study of concrete mixtures to produce UHPRC using sustainable brazilian materials

R. R. AGUERO, C. KORZENOWSKI, J. R. Y. AGUIRRE, A. CAMPOS FILHO, L. C. P. da SILVA FILHO and C. S. MALLMANN

Statistical analysis of mechanical properties of mortars with fly ash and waste tire rubber

A. PCZIECZEK, C. EFFTING, I. R. GOMES, A. SCHACKOW and E. HENNING

Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing

R. M. ROMANICHEN and R. A. SOUZA

Design of deep pile caps by strut-and-tie models

D. M. SANTOS, M. L. CARVALHO and F. R. STUCCHI

Interaction dam-reservoir: study of conservative and dissipative effects

S. F. da SILVA and L. J. PEDROSO

Study of the compressive and tensile strengths of self-compacting concrete with sugarcane bagasse ash

R. G. D. MOLIN FILHO, D. A. LONGHI, R. C. T. de SOUZA, R. D. VANDERLEI, P. R. PARAÍSO and L. M. de M. JORGE

Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards

R. D. PASQUANTONIO, G. A. PARSEKIAN and J. S. CAMACHO

Optimization of reinforced concrete beams using Solver tool

R. S. CORREIA, G. F. F. BONO and G. BONO

Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation

E. P. G. PADRE, J. C. L. RIBEIRO, R. C. S. S. ALVARENGA and R. C. SILVA

Case study: influence of performance levels of ABNT NBR 15575 without consumption of materials used in reinforced concrete structures

F. S. CUNHA, K. A. L. COLLA, H. EHRENBRING, F. L. BOLINA and B. TUTIKIAN

EDITOR

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

ASSOCIATE EDITORS

- Bernardo Horowitz, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Recife, PE, Brazil
horowitz@ufpe.br
- Bernardo Tutikian, Universidade do Vale do Rio dos Sinos – UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brazil
bfutikian@unisinos.br
- José Marcio Fonseca Calixto, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil
calixto@dees.ufmg.br
- José Tadeu Balbo, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
jotbalbo@usp.br
- Leandro Mouta Trautwein, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brazil
leandromt@gmail.com
- Mauro de Vasconcelos Real, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande, RS, Brazil
mvreal@uol.com.br
- Osvaldo Luis Manzoli, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" – UNESP, Bauru, SP, Brazil
omanzoli@feb.unesp.br
- Paulo Cesar Correia Gomes, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, Brazil
pgomes@ctec.ufal.br
- Rafael Giuliano Pileggi, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
rafael.pileggi@usp.br
- Roberto Caldas de Andrade Pinto, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, SC, Brazil
r.pinto@ufsc.br
- Ronaldo Barros Gomes, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brazil
rbggomes@gmail.com
- Túlio Nogueira Bittencourt, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
tbitten@gmail.com

EDITORIAL COMMISSION

- Antonio Carlos R. Laranjeiras, ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brasil
antolara@terra.com.br
- Emil de Souza Sánchez Filho, Universidade Federal Fluminense, UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
emilsanchez@uol.com.br
- Geraldo Cechella Isaia, Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, Santa Maria, RS, Brasil
gisaia@pq.cnpq.br
- Gonzalo Ruiz, Universidad de Castilla – La Mancha – UCLM, Ciudad Real, Spain, Gonzalo
Ruiz@uclm.es
- Ivo José Padaratz, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Florianópolis, SC, Brasil
padaratz@gmail.com
- Joaquim de Azevedo Figueiras, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto – FEUP, Porto, Portugal
jafiq@fe.up.pt
- Paulo Monteiro, University of California Berkeley, Berkeley, CA, USA
monteiro@co.berkel.ey.edu
- P.K. Mehta, University of California Berkeley, Berkeley, CA, USA
mehta@ce.berkeley.edu
- Pedro Castro Borges, CINVESTAV, Mérida, Yuc., México,
pcastro@mda.cinvestav.mx
- Vladimir Antonio Paulon, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Campinas, SP, Brasil,
vpaulon@yahoo.com.br

FORMER EDITORS

- Américo Campos Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
americo@ufrgs.br
- Denise C. C. Dal Molin, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
dmolin@ufrgs.br
- Eduardo Nuno Brito Santos Júlio, Instituto Superior Técnico – IST, Lisboa, Portugal
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt
- Guilherme Sales Melo, Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF, Brasil
melog@unb.br
- Leandro Francisco Moretti Sanchez, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada
leandrofms@gmail.com
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil
lcarios66@gmail.com
- Mounir Khalil El Debs, Universidade de São Paulo – USP, São Carlos, SP, Brasil
mkdebs@sc.usp.br
- Nicole Pagan Hasparyk, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brasil
nicolepha@gmail.com
- Paulo Helene, Universidade de São Paulo – USP, São Paulo, SP, Brasil
paulo.helene@concretophd.com.br
- Romilde Almeida de Oliveira, Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP, Recife, PE, Brasil,
romildealmeida@gmail.com
- Romildo Dias Toledo Filho, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
toledo@coc.ufrj.br
- Rubens Machado Bittencourt, Eletrobras Furnas, Aparecida de Goiânia, GO, Brasil
rbitten@furnas.com.br

REVIEWERS

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

The fourth issue of 2019 of the IBRACON Structures and Materials Journal (RIEM, Volume 12, Number 4, August 2019) is now released with twelve articles on relevant topics of concrete structures and materials. The first article aims to evaluate the global structural stability of model concrete structures considering the eccentricity of the beam-wall connections. The flexural behavior of hybrid glass fiber reinforced polymer - concrete beams as railway sleepers, comparing to the prestressed concrete monoblock sleeper is the objective of the second article. In the third article, an experimental study is presented on the application of ultra high performance reinforced concrete (UHPRC) with sustainable materials produced in Brazil. The fourth article describes a statistical analysis of the inclusion effects of waste tire rubber and fly ash from thermoelectric plants as mortar components for coating buildings. In the fifth article, the behavior of reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing is investigated. Nonlinear analysis of short corbels, strengthened or not, and analytical models based on the strut-and-tie model are described and results are compared with experimental results. The sixth article addresses the design of pile caps by strut-and-tie models. In the seventh article, the Laplace's equation is solved analytically in the complex plane for the field of hydrodynamic pressures generated by the rigid body movement of a dam against a reservoir with infinite domain and incompressible fluid. The axial compressive strength at 3, 7, and 28 days, and the tensile strength at 28 days of specimens of two self-compacting concrete mixes are evaluated in the eighth article. The difference between them was the presence of the sugarcane bagasse ash in the substitution rate of 10% of the sand mass in the second mix. The ninth article addresses concrete block structural masonry beam shear design, discussing the theoretical and experimental analyses and recommendations to the Brazilian standards. The tenth article aims to implement optimization techniques for the design of reinforced concrete beams according to the precepts of Brazilian Standard ABNT NBR 6118:2014. A computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation is described in the eleventh article. A stress integration algorithm was implemented from the strain profile of the section according to ABNT NBR 15200:2012, linked to a finite element mesh generator and a thermal analysis algorithm. The twelfth article analyzes a single reinforced concrete building designed for the 3 SL specified by ABNT NBR 15575:2013 - a standard that determines minimum performance requisites that must be applied to housing developments to meet requirements of habitability, safety, and sustainability. The study focused on the total consumption of steel and concrete.

We would like to acknowledge the dedication of authors, reviewers and other professionals that contributed to the quality of this issue.

The Editors



Cover: CORBEL STRENGTHENED WITH CARBON FIBER REINFORCEMENT POLYMER

Courtesy: R. A. SOUZA, UEM, MARINGÁ, BRAZIL



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

IBRACON
Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

R. Julieta do 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
José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa
(Brazil)

Bernardo Horowitz
(Brazil)

Bernardo Tutikian
(Brazil)

José Márcio Fonseca Calixto
(Brazil)

José Tadeu Balbo
(Brazil)

Leandro Mouta Trautwein
(Brazil)

Mauro Vasconcellos Real
(Brazil)

Oswaldo Luís Manzoli
(Brazil)

Paulo César Correia Gomes
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Ronaldo Barros Gomes
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Volume 12, Number 4
August, 2019
ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections
C. W. S. DINIZ, E. N. LAGES and A. S. R. BARBOZA

705

Flexural behavior of hybrid GFRP – concrete railway sleepers
A. C. L. DE AZEVEDO, A. M. A. J. TEXEIRA and L. A. V. CARNEIRO

738

Experimental study of concrete mixtures to produce UHPRC using sustainable brazilians materials

R. R. AGUIERO, C. KORZENOWSKI, J. R. Y. AGUIRRE, A. CAMPOS FILHO, L. C. P. DA SILVA FILHO and C. S. MALLMANN

766

Statistical analysis of mechanical properties of mortars with fly ash and waste tire rubber
A. PCZIECZEK, C. EFFTING, I. R. GOMES, A. SCHACKOW and E. HENNING

790

Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing

R. M. ROMANICHEN and R. A. SOUZA

812

Design of deep pile caps by strut-and-tie models

D. M. SANTOS, M. L. CARVALHO and F. R. STUCCHI

832

Interaction dam-reservoir: study of conservative and dissipative effects

S. F. DA SILVA and L. J. PEDROSO

858

Study of the compressive and tensile strenghts of self-compacting concrete with sugarcane bagasse ash

R. G. D. MOLIN FILHO, D. A. LONGHI, R. C. T. DE SOUZA, R. D. VANDERLEI, P. R. PARAÍSO and L. M. DE M. JORGE

874

Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards

R. D. PASQUANTONIO, G. A. PARSEKIAN and J. S. CAMACHO

884

Optimization of reinforced concrete beams using Solver tool

R. S. CORREIA, G. F. F. BONO and G. BONO

910

Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation

E. P. G. PADRE, J. C. L. RIBEIRO, R. C. S. S. ALVARENGA and R. C. SILVA

932

Case study: influence of performance levels of ABNT NBR 15575 without consumption of materials used in reinforced concrete structures

F. S. CUNHA, K. A. L. COLLA, H. EHRENBRING, F. L. BOLINA and B. TUTIKIAN

956

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, institui-

ções 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 2017/2019

Diretor Presidente
Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente
Bernardo Tutikian

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos
César Daher

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

Diretor Técnico
Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis
Jéssika Pacheco

Conselho Diretor Biênio 2017/2019

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

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

Conselheiros Permanentes

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

Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections

Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede



C. W. S. DINIZ^a
carlos.diniz@sinfra.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0002-0776-4789>

E. N. LAGES^b
enl@lccv.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0001-6704-4057>

A. S. R. BARBOZA^b
aline@lccv.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0001-6296-927X>

Abstract

Several factors influence the stability of concrete structures, such as building height, structural components' rigidity, bracing system, beam-wall connection rigidity, among others. Global structural stability is evaluated according to NBR 6118/2014 by the α e γ_2 parameters. This article aims to evaluate the global structural stability concrete structures considering the eccentricity of the beam-wall connections. With the aid of software Abaqus© and TQS©, reticulated models were analyzed to evaluate the contribution of the eccentricity of the beam-wall connections on the global stability and the rigidity of the connections. The geometric nonlinear effects were disregarded in these analyses. The stability parameters from NBR6118/2014 were evaluated in the frame models, as well as the flexibilization criteria from the TQS© software, LEPMOL e REDMOL. The results of the displacement analysis show an increase of 26.45%, comparing the centered connection to the more eccentric connection.

Keywords: global stability, beam-wall connection, TQS©, flexibility criteria.

Resumo

Diversos fatores influenciam a estabilidade das estruturas de concreto, como a altura das edificações, a rigidez dos elementos estruturais componentes, o sistema de contraventamento, a rigidez das ligações viga-pilar entre outros. A estabilidade global das estruturas é avaliada segundo a NBR 6118/2014 pelos parâmetros α e γ_2 . Este trabalho objetiva avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede. Com o auxílio dos softwares Abaqus© e TQS© foram analisados modelos reticulados, avaliando-se a contribuição da excentricidade da ligação viga-pilar parede para a estabilidade global e para rigidez da ligação. Os modelos foram analisados sem a consideração da não linearidade geométrica. Nos modelos de pórtico foram avaliados os parâmetros de estabilidade da NBR 6118/2014, assim como, os critérios de flexibilização da ligação do pórtico do TQS©, LEPMOL e REDMOL. Os resultados das análises de deslocamentos indicaram um crescimento de 26,45%, comparando-se a ligação centrada com a mais excêntrica.

Palavras-chave: estabilidade global, ligação viga-pilar parede, TQS©, flexibilidade.

^a Federal University of Alagoas, Superintendence of Infrastructure, Maceió, AL, Brazil;

^b Federal University of Alagoas, Laboratory of Scientific Computing and Visualization, Center of Technology, Graduate Program in Engineering, Maceió, AL, Brazil.

1. Introduction

The Brazilian population has suffered, over the years, a process of intense urbanization. According data available from IBGE [1], Brazil, currently, has its population concentrated in urban centers. The great concentrated populations end up limiting the horizontal spaces for construction, which increases the need for optimization of vertical spaces for this objective. Because of this, the typical structures of residential and commercial buildings are being conceived more frequently of greater heights. According to Fonte [2], the growing valorization of urban areas causes the big cities to concentrate the greatest quantities of tall edifications.

Another important factor that makes the construction of taller buildings possible is the technological advance over the years. According to Zumaeta Moncayo [3], the advance in the technology of materials produced more resistant concretes, which are available in the market, resulting in constructions with narrower structural elements. NBR 6118 [4] included in its texts concretes with the resistance of 55 MPa up to 90MPa, which are the concretes of high resistance.

One of the great concerns with the structure of a tall building is due to the effect of the wind over these edifications, because, depending on the geometry and stiffness of the structural elements of the building, these effects become even more pronounced. The structure of a tall building must be conceived in a much more careful way because of the effects of the horizontal actions. NBR 6118 [4], in item 11.4.1.2, strictly recommends the consideration of resulting effects on the edification caused by the action of the wind. The consideration of these effects implies in complex analysis of the stability of the edification. It is the horizontal displacements referent to these efforts that cause the appearance of effects of second order in the structure.

The verification of global stability of an edification has become more recurrent. This happens due to the great number of tall and narrow edifications, or still, according to Bueno [5], due to the necessity of verification of simple but narrow structures. However, with the advance of computer technology, the analysis may be done quickly and with satisfactory precision.

The global stability of the edification is influenced by diverse factors, such as the external actions (forces due to the wind, the actual weight of the structure and overloads) its height and narrowness, the stiffness of its elements and the connections between them, etc.

The framed structure, constituted by the association/connection between columns and beams, is one of the main means responsible for the rigidity of the structure. The combination of frame-shaped beams and columns provides a greater load-bearing capacity and rigidity to displacements. Its efficiency in combating the effects of instability is in the rigidity of the connection between the two elements that constitute the structure (beams and columns) and in the rigidity of the transversal section of the actual elements. The beam may be connected to the column in different points of its width. According to Araújo [6], the rigidity between the beam and the column is altered when the eccentricity of the beam in relation to the axis of the column is modified. When analyzing the growth of the width of the column Araújo [6] verified that as the dimensions of the transversal section of the column become close to a large-scale column, the parameters used to determine the rigidity suffer more intense variations.

The analysis of stability is done usually adopting simplified models of the structure. It is common to represent beams and columns with bars in the spatial framed structure and the slabs with a weave of bars (grid). However, there is the possibility of the structure to be braced by large-scale columns, which are a bi-dimensional element of the sheet and that usually are not adequately represented by a single bar.

The large-scale columns are introduced in the structural systems for analysis and dimensioning as linear elements. According to NBR 6118 [4], in the item 15.9.1, for the large-scale columns to be included as linear elements in the resistant set (structural system), it is necessary that its horizontal section has its form maintained by adequate clamping in the several floors and that the effects of local second order and localized be conveniently evaluated.

In reference to the eccentric connections between beams and pillars, NBR 6118 [4] considers rigid parts to enforce the condition that beams transmit its efforts to the axis of the column, however, it does not consider the possibility that the rigidity of the eccentric connection is different in each position. The eccentricity of the loads may introduce effects in only parts of the columns, increasing only the possibility of the occurrence of these effects when referring to large-scale columns.

In the study of Araújo [6], there are signs that the beam determined in the region of the beam-wall connection suffers alterations when the beam is eccentric in relation to the column. This fact implies in alterations in the rigidity of the whole structure, and, consequently, alterations in the ability of dislocation of the edification. The less



Figure 1
Exemplification of geometries of the transversal section of the large-scale columns

Source: Diniz [8]

rigid the connection, less rigid is the structure and greater the possibility of dislocation of the edification.

The study of the stability considering the eccentricity of the beam in relation to the axis of the column, especially in large-scale columns, may offer guidelines for the consideration of the flexibility of the beam-large scale column connection for each position of eccentricity of the beam.

In this study, the global stability of structural models of concrete is evaluated taking into consideration the influence of the eccentricity in the beam-large-scale column connection by verifying the normative parameters of stability and the absolute displacements of the reticulate structures. The global stability is verified using the absolute displacement on the top of the columns, in all of the models idealized modifying the eccentricity of the connections of the beam-large-scale column. Analysis of the normative parameters of stability of the models adopted and of the criteria of the flexibility of the reticulated model of TQS© will also be analyzed. The effects of the non-geometric linearity were not considered, once the connections were analyzed in structural models of relatively low heights compared to the buildings classified as of great height.

2. Considerations of large-scale columns

The columns are responsible for the reception of loads of the edifications and transferring them to the elements of the foundation. The columns are characterized by their longitudinal dimension being greater than the dimensions of their horizontal section. However, large-scale columns present a geometry that approximates its behavior to a bi-dimensional element.

According to Pascual [7], a large-scale column, or simply a wall, is a plane panel, continuous, without horizontal rigidity, predominantly solicited in a bending moment and supposedly extremely rigid to cutting force. NBR 6118 [4], in item 18.4.1, characterizes columns as the structural elements where the greater dimension of its hori-

zontal section does not exceed five times its smallest dimension. They may be composed by one or more associated surfaces (Figure 1) and in one of these surfaces, the smallest dimension of the transversal section should be smaller than 1/5 of the greatest one.

The analysis of the large-scale columns is more complex than their most simple form, which is the idealized columns as linear elements of bars. However, NBR 6118 [4], in items 14.8.1 e 15.9.1, imposes conditions, which, when attended, allow that the large-scale columns be analyzed within the structural system as linear elements.

Large-scale columns usually are used as a nucleus of rigidity in the edifications. According to Zumeta Moncavo [3], the use of nuclei formed by large-scale columns of great dimensions (usually in a "U" shape) contribute significantly to the increase of the rigidity of the edification.

3. Stability of edifications according to NBR 6118

The stability of the edifications is a recurring theme in scientific studies of engineering and also among the projectors of structures. The elevated number of tall and narrow buildings propels the need of verifications of global stability of the structure. For the project of structures, there are many softwares disseminated within the technical community for this objective, in which some verifications of stability of common buildings in reinforced concrete are noted, usually verifications expressed in NBR 6118 [4].

The verification of the stability of the concrete structures is a complex analysis due to the considerations of the non-linearities that exist in these structures: geometric non-linearity and physical non-linearity. The first is present when the balance of the structure is associated with a deformed configuration significantly different from the non-deformed one. The second is characterized by constitutive non-linear forces presented by the materials components of the structure.

By considering the real balance of the structure in the deformed

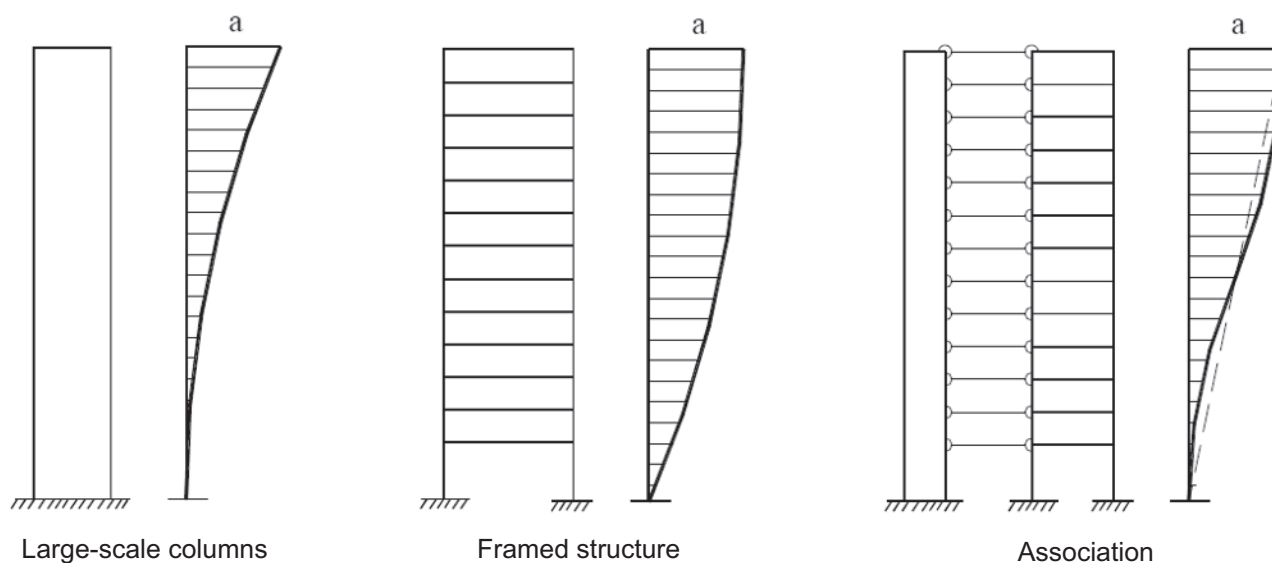


Figure 2
Braced structures

Source: Lima [11]

geometric configuration, additional loads to the ones of geometrically linear analysis emerge in the system, denominated from effects of second order [9]. There are basically three types of effects of second order that may occur in the structures of concrete: global, local, and localized. The effects of the second order, where the non-linear behavior of materials should be considered, may always be discarded when they do not present an increase superior to 10% in the reactions and in the relevant loads in the structure (NBR 6118 [4]).

The analysis of the global stability of structures aims to classify them related to their lateral ability of displacement of knots, or in other words, tries to analyze their sensibility to the effects of second order [5]. Due to the ability of displacement of knots of the geometrical model of the structure, the actual structure may be classified as of fixed knots or mobile knots. For NBR 6118 [4], in item 5.4.2, the structures of fixed knots are those in which the global effects of second order are inferior to 10% of the effects of the first order, otherwise, they are considered mobile knots.

Global stability is a condition which is reached through the structures. The intensity of the horizontal displacements and of the deformations define if the structure is stable or not. According to NBR 6118 [4], in item 15.2, the limit-state of instability in the structures of concrete is always reached when, the growth of the intensity of the load grows and, therefore, of the deformations also; there are elements submitted to the bending compression where the increase of the resistant capacity becomes inferior to the increase of the loads. The objective criteria given by NBR 6118 [4] used to classify the structure related to global stability are the parameters α (*alfa*) e γ_z (*gama Z*). These parameters classify the structure as of fixed or mobile knots, according to the values defined in the norm. When the structure is classified as of fixed knots, the dimensioning is realized considering the analysis of first order. In case of being classified as of mobile knots, an analysis of second order should be conducted, which is more complex, for the determination of the efforts to be added to the ones of the first order.

The vertical elements (columns and large-scale columns), or the association of these with the horizontal elements (beams), due to their elevated rigidity, are responsible for guaranteeing the structural stability, when adequately disposed of. According to Wordell [10], these sub-structures are defined as braced structures and the other elements that don't participate in this sub-structure are denominated unbraced. The braced structures may be large-scale columns, framed structures and the association of large-scale columns and framed structures, as illustrated in Figure 2.

4. Instability parameter (α)

The coefficient of instability α was developed by authors Hubert Beck and Gert Koning in 1967. CEB incorporated the coefficient in its text and posteriorly other regulating codes also started to incorporate it, such as Brazilian norm NBR 6118 [4]. This coefficient only classifies the structure as of fixe or mobile knots, evaluating if the efforts of second order need to or not be considered.

Item 15.5.2 of NBR 6118 [4] is about the parameter of instability α . Formulations and limit values of reference for the evaluation of the structure are presented. A symmetric reticulate structure may be considered of fixed knots if its parameter of instability α is smaller than the value α_1 , as indicated in the norm.

The physical non-linearity of the constituent materials of the structure is considered in the determination of value α_1 . The fissure of the elements is not considered; however, the physical non-linearity of the concrete also emerges through the action of loads of compression on the structural elements [3].

5. Coefficient γ_z

This coefficient is one of the most used ones for analysis of the stability of the effects of second order. Besides classifying the structure related to the necessity or not to consider the effects of

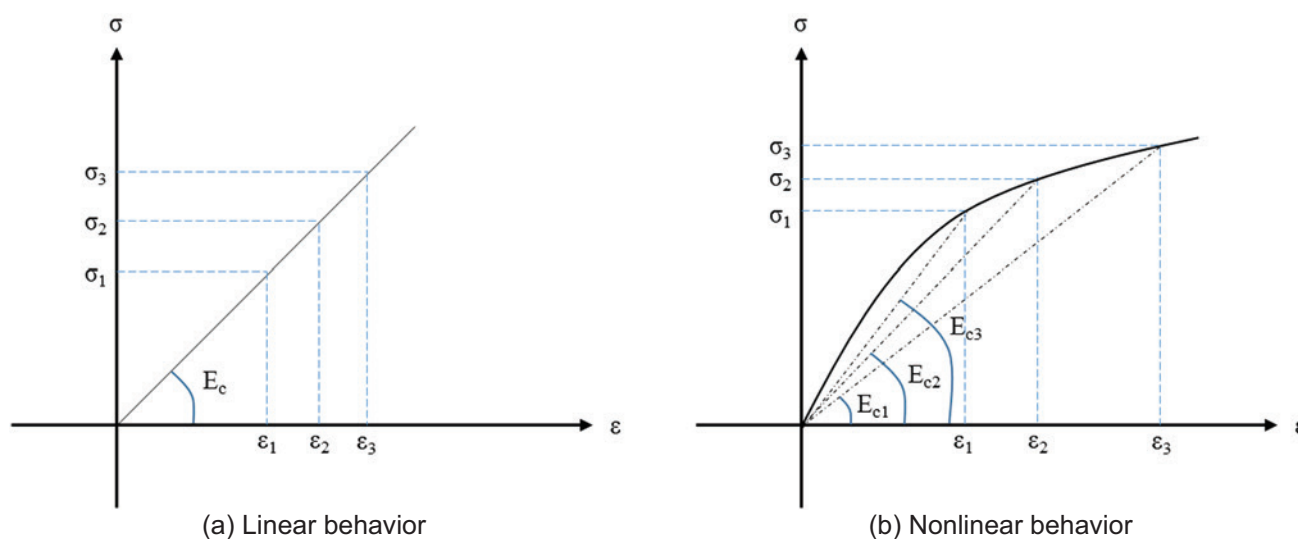


Figure 3
Diagram of the tensile deformation of the concrete

Source: Diniz [8]

the second the coefficient γ_z estimates such efforts. The γ_z is determined by a linear analysis of first order, for each case of loading, using the expression given by NBR 6118 [4], item 15.5.3.

The classification of the structure of fixed knots occurs when $\gamma_z \leq 1.1$. For values of $\gamma_z > 1.1$, the structure is classified as mobile knots, with the consideration of the effects of second order being mandatory.

The effects of second order may be estimated by applying the coefficient γ_z , as long as the limits of application are respected. There isn't a consensus between authors as to the definition of this limit. Franco and Vasconcelos (1991 apud [3]) e [12] established the limit of 1.2 for the validity of γ_z as an estimator of the efforts of second order. Carmo [13] points out that the limit may be advanced from 1.2 to 1.3. Pinto et al. [14] indicate an intermediate value of 1.25 as an acceptable limit. However, according to Vieira et al. [15], in studies with the coefficient γ_z and the buckling load factor, the employment of coefficient γ_z is inefficient when the most critical manner of instability is of torsion.

The quantification of efforts of second order in an approximate manner, through coefficient γ_z , consists in the evaluation of the final horizontal efforts of the combination of loading considered by $0.95 \gamma_z$. This procedure is in NBR 6118 [4] in item 15.7.2 and is applicable when the limit of $\gamma_z \leq 1.3$ is established.

It is pointed out that the γ_z can only be applied to structures of buildings with four or more floors. In cases where the building has less than four floors, it is recommended that the global stability be evaluated by the parameter of instability α and the calculus of the global efforts of second order be evaluated by process P-Delta [3].

6. Non-linear physics

Non-linear physics is related to the mechanical properties of the materials. It consists of the loss of proportionality between the tension applied to the material and the resultant deformation [11]. Concrete is a typically non-linear material because factors such as the formation and opening of fissures that occur with the increase of the loads and its own constitution of materials of different behaviors imply in a non-linear tension formation curve. The module of rigidity to the longitudinal bending of concrete (E) does not maintain itself constant for the levels of tension applied, like the inertia of the section (I_c) is reduced by the fissuring of the material.

In Figure 3, the idealizations of the diagrams' tension versus deformation of the concrete are illustrated. In part (a) the graphic of the linear behavior of the concrete is observed. The physical non-linearity of concrete comes from the fact of that it is constituted of materials with varied physical properties, forming an anisotropic, heterogeneous material, with a module of elasticity that varies in each point of the curve of the diagram of the tension-deformation [16].

There is a necessity to determine with precision the horizontal displacements that occur in the structures of buildings of reinforced concrete because the efforts of second order are well evaluated when the deformed configuration of the structure is taken into consideration. It is known that the rigidity of the structural elements interferes in the displacements suffered by the structure, and, when seeking better answers related to the ability of displacement of the structure, the rigidity must be determined through processes that consider the physical non-linearity of the constituent materials of the structure [17].

In item 15.7.3 of NBR 6118 [4], an approximated process for the consideration of the non-linear physics in the global analysis of

second order is described, which consists in the reduction of the rigidity of the structural elements.

The rigidities of beams and pillars may assume the value The rigidities of beams and pillars may assume the value $EI_{sec} = 0.7 E_{ci} I_c$ equal for both, as long as the braced structure of the edification is composed exclusively by beams and columns, without the presence of rigid nuclei, usually composed by large-scale columns and the limit of $\gamma_z < 1.3$ [11] is respected.

7. Criteria of flexibilization of the spatial portico of the TQS©

The spatial framed structures generated in the TQS© software is a reticulate model, composed by bars of beams and columns, in which the connections between the bars of the beams and columns may or not be flexible. The criteria of the software allow establishing the rigidity of these connections, transforming them in settings, articulations or semi-rigid connections. The flexibilizations of the framed structures are imposed by the use of "springs" inserted between the bars of the beams and of the columns. The rigidities of these springs are calculated taking the coefficient of the rigidity of a bi-enclosed bar when mobilized by a rotation of unitary value in the setting. This way, the spring has a rigidity K equal to:

$$K = \frac{4EI}{L} \quad (1)$$

where E is the module of longitudinal elasticity of the material of the column, I is the moment of inertia of a section of the column which effectively will be considered in the rigidity of the connection and L is the length of the flight of the column.

Through the software, it is possible to calculate the rigidity of these "springs" through two criteria:

LEPMOL and REDMOL. The first is the fact that multiplies the width of the beam resulting in the width of the equivalent section of the column for the calculus of the moment of inertia I_y . The second is a factor that modifies the rigidity K of the spring. These two parameters allow the users to make considerations about the flexibilization of the connections. Figure 4 illustrates the process of use

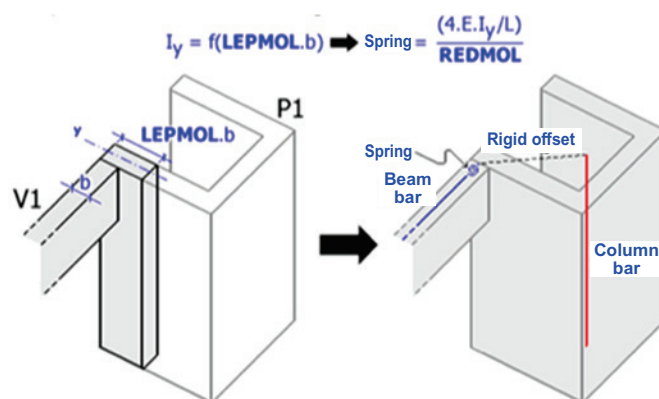


Figure 4
Illustration of the procedures of consideration of the criteria LEPMOL and REDMOL

Source: TQS© [18]

Table 1

Identification of the models used

Models	Description
MFS3DWSL1	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 1 floor
MFS3DWSL2	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 2 floors
MFS3DWSL3	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 3 floors
MFS3DWSL4	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 4 floors
MFS3DWSL5	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 5 floors
MFS3DWSL6	Model of tri-dimensional framed structure without slab with 6 floors
MFS3DSL1	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 1 floor
MFS3DSL2	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 2 floors
MFS3DSL3	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 3 floors
MFS3DSL4	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 4 floors
MFS3DSL5	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 5 floors
MFS3DSL6	Model of tri-dimensional framed structure with slab with 6 floors

Source: Diniz [8]

of LEPMOL and REDMOL. The moment of inertia I_y and the rigidity of the “spring” considered in the TQS© software are given by:

$$I_y = \frac{(LEPMOL \ b)b^3}{12} = \frac{LEPMOL \ b^4}{12} \tag{2}$$

$$K_{mola} = \frac{4EI_y}{L} \tag{3}$$

where b is the width of the beam involved in the connection for which the rigidity is being calculated.

8. Characteristics of the models analyzed

In this study, 12 models of tridimensional framed structures were

analyzed, which are divided in models of framed structures without the presence of slabs and framed structures with the presence of slabs, as presented in Table 1. The bases of the geometric models are found in Figure 5. In part (a) of the figure, there is the base structure for the models without slabs, as well as in part (b) for the models with slabs. The models (with or without slabs) with more than one floor are composed of vertical repetitions of the respective bases presented, according to the number of floors of the model.

The models adopted are constituted by slabs, beams and large-scale columns. In the computer system Abaqus©, the elements are connected with the help of the *Constraints/connections* tool for the assembly of the framed structures. The system of coordinates adopted is orthogonal and referenced as indicated in Figure 6. The axis Y represents the vertical direction and the axis X and Z

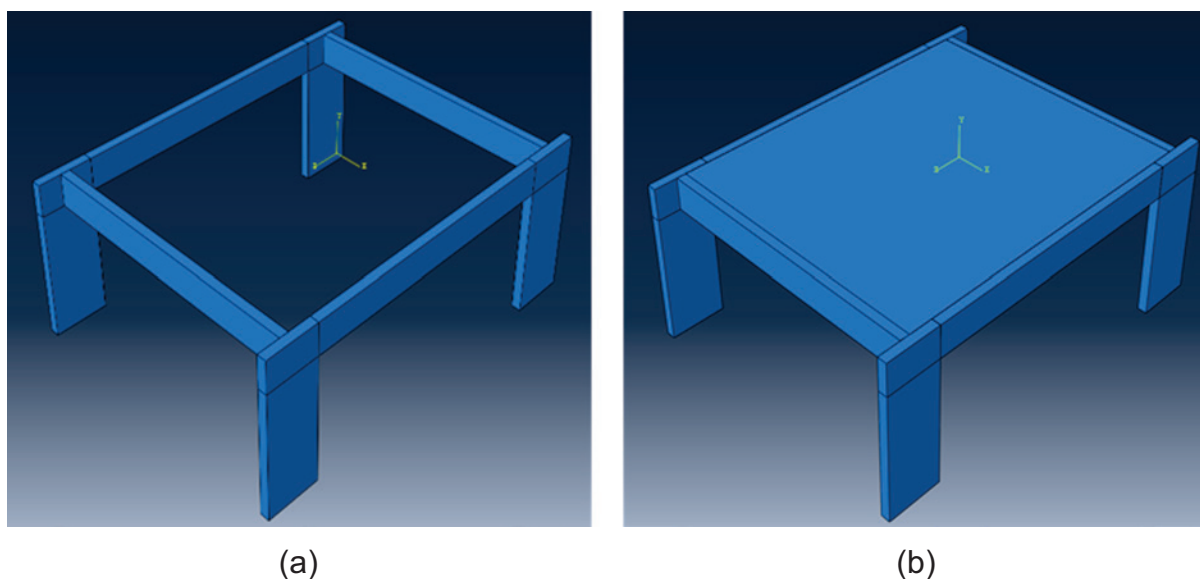


Figure 5

Presentation of the models: (a) base structure for the composition of the models without slabs and (b) base structure for the composition of the models with slabs

Source: Diniz [8]

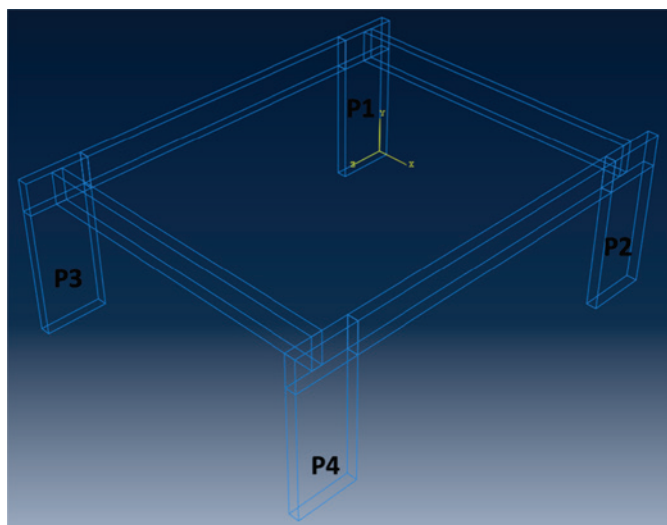


Figure 6
The system of coordinates adopted and identification of the large-scale columns

Source: Diniz [8]

compose the plane in which the large-scale columns are set into. In this same figure, the nomenclature of the large-scale column is indicated, numbered from 1 to 4.

The geometrical characteristics of the structural elements used in the composition of the models are defined similarly to the typical structures of concrete. The beams are defined with a transversal section of 0.20 m x 0.60 m and length of 6.00 m. The large-scale columns are defined with a transversal section of 0.20 m x 1.20 m and length of the flight of 3.00 m. The dimensions of the slabs in the plane are of 6.00 m x 7.00 m and a thickness of 0.15 m.

The models are discretized in weaves of finite elements for the simulations in the no Abaqus®. The beams are discretized with weaves generated by subdivisions of 0.05 m and the slabs with subdivisions of 0.10 m. The level of refinement of the weave is defined considering the test of conversion associated to the use of the computer capacity of the machine of processing and contribution of each structural element for the connection of the beam-large-scale column. The finite elements used in all of the models are linear cubic elements of 8 knots with complete integration (C3D8 do Abaqus®), with no other types of finite elements being tested. The machine used in the processing was a computer with 8 GB of RAM memory, processor Intel core i7, video card NVIDIA GEFORCE GT de 2 GB, HD de 750 GB e 7500 rpm and operational system Windows 10.

The material of the constitution of the models is the concrete with characteristic resistance to compression at 28 days $f_{ck} = 25.0$ MPa, a longitudinal elasticity module $E_{ci} = 28,000.0$ MPa and coefficient of Poisson $\nu = 0.20$. The non-linearity of the material is considered of approximate shape according to the normative recommendations [4].

The loads applied to the models are the ones used in a common edification of reinforced concrete, besides the actual weight of the structure, both obtained considering NBR 6120 [19]. Considering the horizontal loads of wind, obtained through TQS® that uses the recommendations of NBR 6123 [20], acting over the large-scale columns and permanent and accidental vertical loads, according to NBR 6120 [19], about beams and slabs. The pattern of distribution of loads of wind to the columns used by TQS® is illustrated in Figure 7.

The surfaces of applications of the vertical and horizontal loads are indicated in Figure 8, in which the model MP3DL1 is the reference. In parts (a) and (b) of Figure 8, the surfaces of application of vertical loads are observed, corresponding to the surfaces of the tops

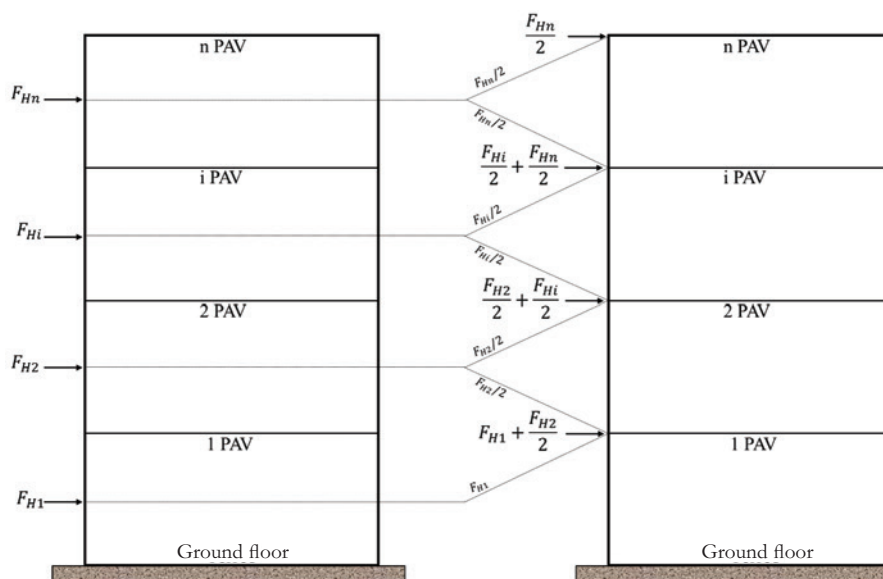


Figure 7
The pattern of the load distribution of wind on the columns in each pavement

Source: Adapted from TQS® [18]

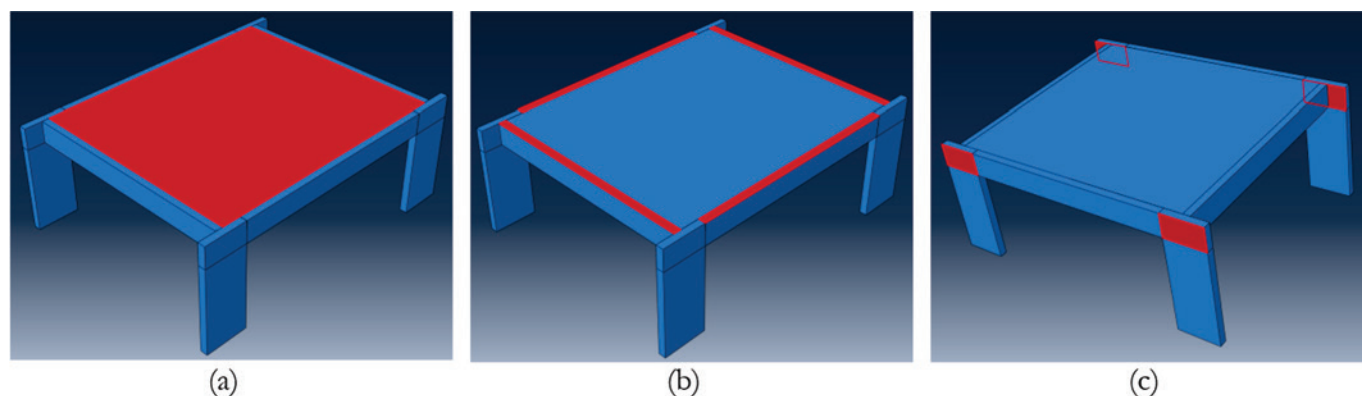


Figure 8

An indication of action of the surfaces of application of vertical and horizontal loads over the structural elements of the models: (a) vertical over the slabs, (b) vertical over the beams and (c) horizontal on the large-scale columns

Source: Diniz [8]

of each slab and beam of the models. In part (c) the surfaces of application of the horizontal loads of wind over the large-scale columns are observed. It is perceived that the surfaces of application of the horizontal loads of wind correspond to those in reference to the superior part of each flight of column, the rectangular region of the intersection with the beams. In the modules with more floors, it is only necessary to apply the same vertical loads in all of the floors

and adapt loads of wind according to the height. In the models without slabs, loads of the removed slabs are summed to the loads of the same category already existent in the beams in a uniform manner, or, in other words, the total loads applied to the models with slabs are maintained in the models without slabs.

The magnitude of the vertical loads applied over the surfaces indicated in Figure 8, parts (a) and (b), in each floor of the models

Table 2

Magnitude of the vertical loads used in the models

Surfaces of the elements	Model with slabs			Models without slabs		
	PP (kN/m ²)	PERM (kN/m ²)	ACID (kN/m ²)	PP (kN/m ²)	PERM (kN/m ²)	ACID (kN/m ²)
Slabs	3.750	1.500	2.000	-	-	-
Beams	15.000	23.400	-	47.813	36.525	17.500

Source: Diniz [8]

Table 3

Magnitude of the horizontal loads applied over the surfaces of the large-scale columns

Floors	MFS3DSL1 and MFS3DWSL1 WIND (kN/m ²)	MFS3DSL2 and MFS3DWSL2 WIND (kN/m ²)	MFS3DSL3 and MFS3DWSL3 WIND (kN/m ²)	MFS3DSL4 and MFS3DWSL4 WIND (kN/m ²)	MFS3DSL5 and MFS3DWSL5 WIND (kN/m ²)	MFS3DSL6 and MFS3DWSL6 WIND (kN/m ²)
1° FL	3.083	6.958	7.333	7.667	7.917	8.042
2° FL	-	2.542	5.500	5.750	5.917	6.000
3° FL	-	-	2.833	6.042	6.208	6.125
4° FL	-	-	-	3.083	6.458	6.542
5° FL	-	-	-	-	3.292	6.750
6° FL	-	-	-	-	-	3.417

Source: Diniz [8]

Table 4

Factors for the reduction of loads in the combination ELS/CFREQ

Loads	PP	PERM	ACID	VENT
Factor of multiplication	1.00	1.00	0.30	0.30

Source: Diniz [8]

are presented in Table Table 2, where PP, PERM e ACID, mean loads due to their own weight, permanent loads and accidental loads, respectively.

Table 5
Eccentricity in the axis of the beam related to the large-scale column in each simulation

Simulation	e (m)
1	0.0
2	0.05
3	0.10
4	0.15
5	0.20
6	0.25
7	0.30
8	0.35
9	0.40
10	0.45
11	0.50

Source: Diniz [8]

The horizontal loads of wind have different magnitudes in each floor and also vary with the number of floors of the model. The horizontal load is applied in the direction of the axis X, which is the direction in which the columns present smaller moments of inertia, positive direction, over the surfaces of the four large-scale columns indicated in Figure 8, item (c). The magnitudes of the horizontal loads are organized in Table 3. Despite the intensity of the strengths of the wind grow as they go away from the base of the edification, it is observed in the table, that, due to the pattern of the load presented in Figure 7, they result in greater loads in the first floor and smaller ones in the last. It is pointed out that the horizontal loads of wind are equal for the models with and without slabs. The magnitude of these loads takes into consideration the Combination of the Limit State of Frequent Service (ELS/FREQ), according to Table 4, once the displacement obtained in the simulations of the Abaqus© are compared to the ones obtained in the CAD/TQS© with the reticulate models considering the same combination. The procedure of the simulations in each model is conducted as follows: for each coordinate presented in Table 5 simulations are conducted on the models with slabs and without slabs from 1 to 6 floors of the axis X on top of the axis of the column of greatest

Table 6
Results of the simulations of the models MFS3DWSL1 and MFS3DSL1

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL1			MFS3DSL1		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.00076	0.00%	0.00%	0.00051	0.00%	0.00%
2	0.05	0.00076	-0.12%	-0.12%	0.00052	0.23%	0.23%
3	0.10	0.00076	0.08%	-0.05%	0.00052	0.08%	0.31%
4	0.15	0.00077	0.31%	0.26%	0.00052	-0.11%	0.20%
5	0.20	0.00077	0.63%	0.90%	0.00051	-0.25%	-0.06%
6	0.25	0.00078	1.08%	1.98%	0.00051	-0.23%	-0.29%
7	0.30	0.00079	1.58%	3.60%	0.00051	-0.08%	-0.37%
8	0.35	0.00081	2.08%	5.75%	0.00051	0.11%	-0.26%
9	0.40	0.00083	2.56%	8.45%	0.00051	0.34%	0.08%
10	0.45	0.00085	3.01%	11.71%	0.00052	0.60%	0.68%
11	0.50	0.00088	3.20%	15.29%	0.00052	1.20%	1.89%

Source: Diniz [8]

Table 7
Results of the simulations of the models MFS3DWSL2 and MFS3DSL2

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL2			MFS3DSL2		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.00204	0.00%	0.00%	0.00154	0.00%	0.00%
2	0.05	0.00204	0.21%	0.21%	0.00155	0.43%	0.43%
3	0.10	0.00205	0.36%	0.57%	0.00156	0.53%	0.97%
4	0.15	0.00206	0.53%	1.10%	0.00157	0.63%	1.60%
5	0.20	0.00207	0.76%	1.87%	0.00158	0.75%	2.36%
6	0.25	0.00210	1.05%	2.94%	0.00159	0.94%	3.32%
7	0.30	0.00213	1.40%	4.38%	0.00161	1.18%	4.54%
8	0.35	0.00216	1.78%	6.24%	0.00163	1.46%	6.06%
9	0.40	0.00221	2.21%	8.59%	0.00166	1.77%	7.94%
10	0.45	0.00227	2.69%	11.51%	0.00170	2.13%	10.23%
11	0.50	0.00235	3.47%	15.38%	0.00174	2.78%	13.30%

Source: Diniz [8]

displacement. The axis pillar-wall is of greatest displacement. The axis of the large-scale column is represented by the coordinate 0.0 in Table 5 and coordinate 0.50m the position in which the face

of the beam is aligned with the face of the large-scale column. In Figure 9 the variation of the of the eccentricity of the beam in the relation to the axis large-scale column is illustrated. In part

Table 8
Results of the simulations of the models MFS3DWSL3 and MFS3DSL3

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL3			MFS3DSL3		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.00468	0.00%	0.00%	0.00360	0.00%	0.00%
2	0.05	0.00471	0.45%	0.45%	0.00363	0.66%	0.66%
3	0.10	0.00474	0.65%	1.09%	0.00366	0.85%	1.51%
4	0.15	0.00478	0.86%	1.96%	0.00370	1.04%	2.57%
5	0.20	0.00483	1.10%	3.09%	0.00374	1.25%	3.85%
6	0.25	0.00490	1.39%	4.52%	0.00380	1.48%	5.39%
7	0.30	0.00498	1.71%	6.31%	0.00386	1.77%	7.25%
8	0.35	0.00508	2.07%	8.51%	0.00394	2.06%	9.46%
9	0.40	0.00521	2.47%	11.19%	0.00404	2.41%	12.09%
10	0.45	0.00536	2.94%	14.46%	0.00415	2.79%	15.22%
11	0.50	0.00557	3.95%	18.99%	0.00430	3.54%	19.30%

Source: Diniz [8]

Table 9
Results of the simulations of the models MFS3DWSL4 and MFS3DSL4

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL4			MFS3DSL4		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.00910	0.00%	0.00%	0.00700	0.00%	0.00%
2	0.05	0.00915	0.58%	0.58%	0.00706	0.81%	0.81%
3	0.10	0.00922	0.80%	1.38%	0.00713	1.05%	1.88%
4	0.15	0.00932	1.04%	2.43%	0.00722	1.28%	3.18%
5	0.20	0.00944	1.29%	3.76%	0.00733	1.53%	4.76%
6	0.25	0.00959	1.58%	5.40%	0.00746	1.79%	6.64%
7	0.30	0.00977	1.91%	7.41%	0.00762	2.09%	8.87%
8	0.35	0.00999	2.26%	9.84%	0.00780	2.40%	11.48%
9	0.40	0.01026	2.67%	12.78%	0.00802	2.77%	14.57%
10	0.45	0.01058	3.15%	16.33%	0.00827	3.16%	18.19%
11	0.50	0.01104	4.27%	21.30%	0.00860	3.98%	22.90%

Source: Diniz [8]

Table 10
Results of the simulations of the models MFS3DWSL5 and MFS3DSL5

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL5			MFS3DSL5		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.01542	0.00%	0.00%	0.01187	0.00%	0.00%
2	0.05	0.01552	0.66%	0.66%	0.01198	0.92%	0.92%
3	0.10	0.01566	0.89%	1.56%	0.01213	1.18%	2.11%
4	0.15	0.01584	1.14%	2.72%	0.01230	1.42%	3.57%
5	0.20	0.01606	1.41%	4.16%	0.01251	1.70%	5.33%
6	0.25	0.01633	1.70%	5.93%	0.01275	1.96%	7.40%
7	0.30	0.01666	2.02%	8.07%	0.01304	2.29%	9.86%
8	0.35	0.01706	2.39%	10.65%	0.01338	2.60%	12.71%
9	0.40	0.01754	2.80%	13.75%	0.01378	2.99%	16.08%
10	0.45	0.01812	3.29%	17.49%	0.01425	3.39%	20.01%
11	0.50	0.01892	4.46%	22.73%	0.01486	4.28%	25.14%

Source: Diniz [8]

Table 11

Results of the simulations of the models MFS3DWSL6 and MFS3DSL6

Simulation	e (cm)	MFS3DWSL6			MFS3DSL6		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0.0	0.02349	0.00%	0.00%	0.01800	0.00%	0.00%
2	0.05	0.02366	0.71%	0.71%	0.01818	0.99%	0.99%
3	0.10	0.02389	0.96%	1.68%	0.01841	1.26%	2.27%
4	0.15	0.02418	1.21%	2.91%	0.01869	1.52%	3.82%
5	0.20	0.02454	1.48%	4.44%	0.01902	1.80%	5.69%
6	0.25	0.02497	1.78%	6.30%	0.01942	2.08%	7.89%
7	0.30	0.02550	2.11%	8.53%	0.01988	2.40%	10.48%
8	0.35	0.02613	2.47%	11.22%	0.02042	2.72%	13.49%
9	0.40	0.02688	2.89%	14.43%	0.02106	3.11%	17.02%
10	0.45	0.02779	3.39%	18.30%	0.02180	3.52%	21.13%
11	0.50	0.02907	4.58%	23.72%	0.02276	4.39%	26.45%

Source: Diniz [8]

(a), there is the axis of the beam aligned to the axis of the large-column. In part (b) there is the axis in an intermediate position, between the axis and the face of the large-scale column. And, last, in part (c), there is the alignment of the borders of the beam and the large-scale column.

9. Comparative analysis of the models without and with slabs

The results of the simulations are the horizontal displacements in the direction and positive sense of the axis X (U₁) captured on top of the axis of the large-scale column of greatest displacement of each model. The procedure adopted for the simulations implied in greater displacements always for the large-scale column C1, indicated in Figure 6. The models lose symmetry when the beams and slabs are dislocated in a direction to the borders of the columns.

This way, the displacements in C1 and C3 are only the same in the initial position, just like in C2 and C4.

The data obtained in the simulations are in the sequence of Table 6 and Table 11, in which the acronyms DPRDA e DPA, mean Percentage Difference in Relation to the Previous Displacement and Accumulated Percentage Difference, respectively, and are calculated according to the following expressions:

$$DPRDA_i = \frac{U_{1,i} - U_{1,i-1}}{U_{1,i-1}} \quad DPA_i = \frac{U_{1,i} - U_{1,1}}{U_{1,1}} \quad (4)$$

where U_{1,i} is the displacement of the current line, displacement to the current eccentricity of the beam; U_{1,i-1} is the displacement of the previous line, displacement to the previous eccentricity of the beam and U_{1,1} is the displacement of the initial line, displacement to the beam in the initial position, without eccentricity.

In Table 6, the model of 1 floor with slab presented an anomalous

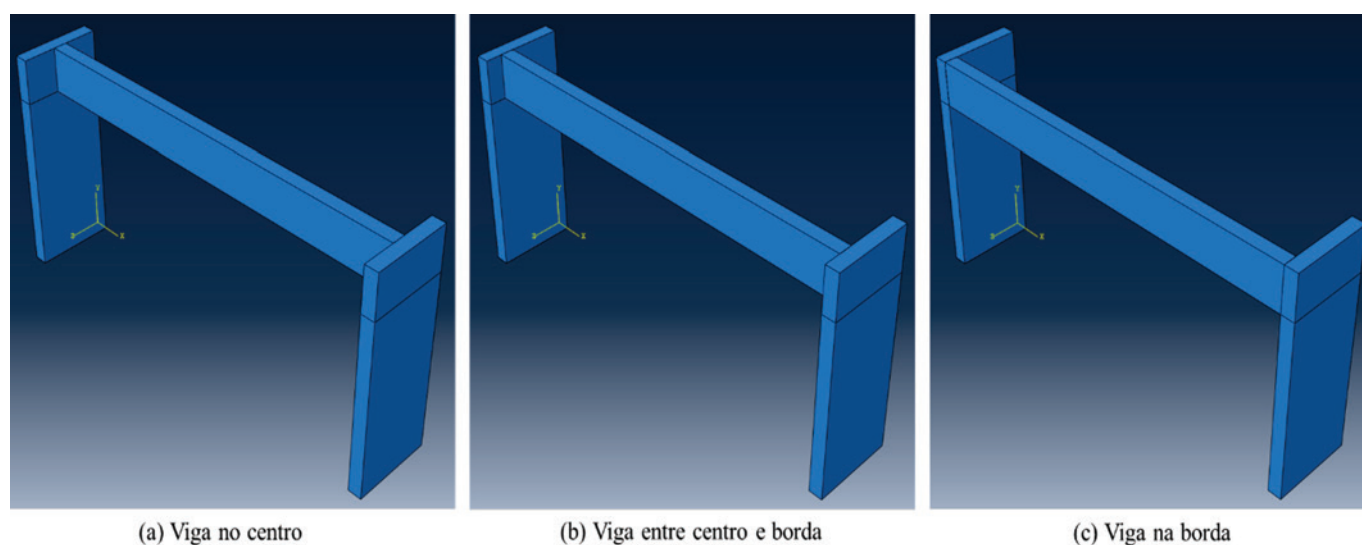
**Figure 9**

Illustration of the eccentricity of the beams related to the large-scale columns

Source: Diniz [8]

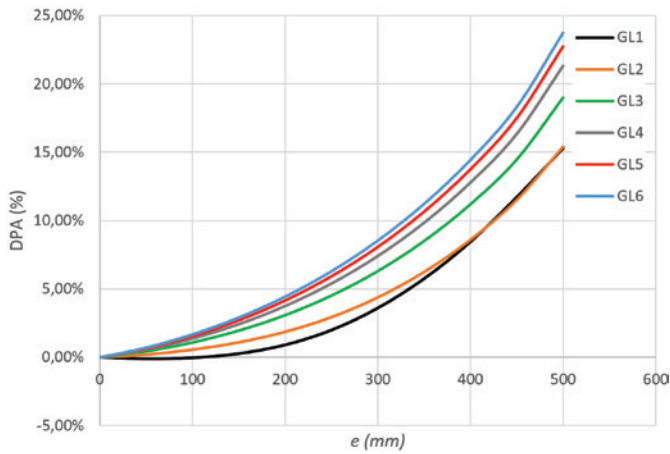


Figure 10
Curves of the accumulated percentage differences of the 11 simulations of the models MFS3DWSL1 to MFS3DWSL6
Source: Diniz [8]

behavior in relation to the others, presenting growth of the displacement for the first eccentricities, decrease for the intermediate positions and, for the final positions, it starts to grow again. In the analysis conducted, it was observed that the slab, when it dislocates in the normal direction to its plane, causes torsion in the beams and in the parts of the columns connected to it, what accentuates the displacements of the part of the columns in the sense of the load and part in the contrary sense. In this model, the vertical load of the columns is inferior to the ones of the other models, facilitating the occurrence of the effects cited previously. Besides this, the pattern of distribution of a load of wind for structures with 1 floor is different (results in inferior load) from the correspondent one for structures with 2 or more floors, according to Figure 7.

In each model analyzed, the influence of the flexibility generated by the eccentricity of the beam in the horizontal displacements is verified. In the columns referring to the DPAs of the Tables 6 to 11, it is observed that the growth of the percentage of the displacements is observed while the beam becomes more eccentric in relation to its initial position. The greater the quantity of floors of the model more the growth of the displacements is intensified. The differences between U_1 measured with the beam in the initial position $e = 0.0$ and in the final position $e = 0.50$ m come from 15.29%/1.89% (without slab/with slab) in the models with 1 floor and arrived at 23.72%/26.45% (without slab/with slab) in the models with 6 floors.

The graphics of Figures 10 and 11 present the curves of growth of the displacements obtained for the 6 models without slabs and 6 models with slabs. It is pointed to that the growth is not linear and intensifies as the position of the beam comes close to the border of the large-scale column.

The displacements increase in a non-linear manner when compared to the displacement of the previous simulation. It is observed that the columns referring to the DPRDA of Table 6 and Table 11 contain more elevated values in the final simulations, implying in increases of more elevated displacements when the eccentricities of the beams get close to the borders of the large-scale columns.

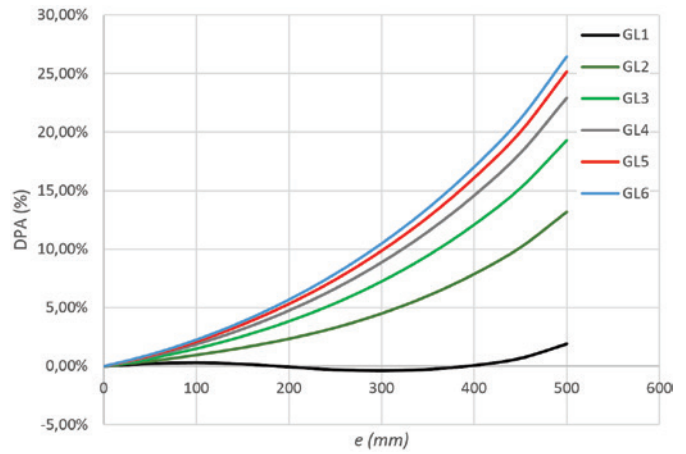


Figure 11
Curves of the accumulated percentage differences of the 11 simulations of the models MFS3DSL1 to MFS3DSL6
Source: Diniz [8]

The inclusion of slabs contributes in a relevant manner for the hardening of the models, increasing the rigidity of the beams, constituting beams in the shape of an inverted "L". The reduction of the horizontal displacements on the top of the axis of the large-scale columns is significant, as observed in the sequence of Table 6 and Table 11. The absolute displacements U_1 are always inferior for the models with slabs, indicating that the models without slabs are less rigid than the models with slabs.

The braced structure in the models with slabs is more robust because they count on the rigidity of the bending of the slab, which although small when compared to the rigidities of beams and pillars, contributes a lot to the stability of the models in the simulations conducted. Another contribution of the slabs for the rigidity obtained in the simulations is the effect of the rigid diaphragm presented by Corrêa [21], according to which the pavement behaves like an element infinitely rigid in its plane, what distributes the horizontal actions between the several panels of braced structures (columns

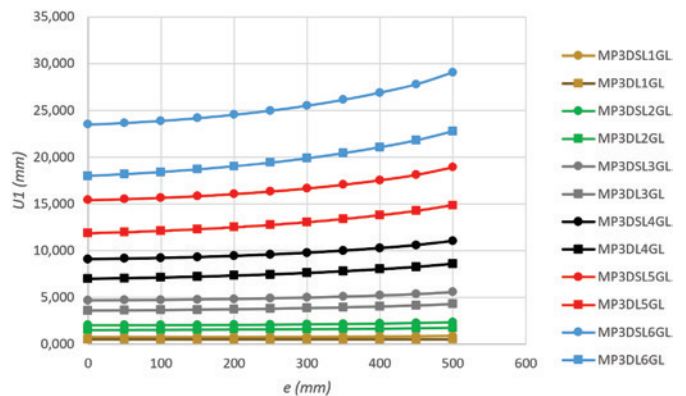


Figure 12
Displacements of all of the models
Source: Diniz [8]

Table 12

Percentage of the reduction of the displacements of the models with slabs related to the models without slabs

e (m)	PR (%)					
	1FL	2FL	3FL	4FL	5FL	6FL
0.0	32.6	24.3	23.1	23.1	23.0	23.4
0.05	32.4	24.1	22.9	22.9	22.8	23.2
0.10	32.4	24.0	22.8	22.7	22.6	23.0
0.15	32.7	23.9	22.6	22.5	22.4	22.7
0.20	33.3	23.9	22.5	22.3	22.1	22.5
0.25	34.1	24.0	22.5	22.2	21.9	22.2
0.30	35.2	24.2	22.4	22.0	21.7	22.0
0.35	36.4	24.4	22.4	21.9	21.6	21.8
0.40	37.8	24.8	22.5	21.8	21.4	21.7
0.45	39.3	25.2	22.6	21.8	21.3	21.6
0.50	40.4	25.7	22.9	22.0	21.5	21.7

Source: Diniz [8]

and/or framed structures). Goulart [22] verified the significant contribution of the slabs for the stabilities of the edifications, being able to reduce the coefficient γ_2 significantly when the contribution of the slabs is considered, even with the reduction of the rigidity for the consideration of the non-linear physics.

In the graphic of Figure 12, there are the curves of the displacements of the models with and without slabs of 1 to 6 floors. With this, it is possible to verify that, comparing the models with the same number of floors, the displacements of the models without slabs distance themselves more intensely related to the models with the most elevated numbers of floors.

Table 12 groups the data of the reductions of the displacements when the slabs are inserted in the models. In this table, the Percentage of Reduction (PR) of the displacements of the models related to the models without slabs is compared for each eccentricity of the beam. It is observed that the reductions are greater for models with fewer floors, reducing gradually with the increase of the floors of the models.

Another important result taken from the data of Table 12 is the tendency of smaller reductions of displacements when the eccentricity of

the beam increases related to the axis of the large-scale column, reinforcing the idea of the influence of the increase of the flexibility of the connection generated by the eccentricity of the beam. It is observed, for example, that the PR for the beam with eccentricity $e = 0$ is 23.4% and reduces to 21.7% for the final eccentricity of the beam $e = 0.50$ m. Besides this, it is verified that there is a tendency of displacements to always increase as the number of floors of the models increase, however, the increase of the displacement is decreasing, or, in other words, the relation between the displacement with a number $i+1$ of floors and the displacement of the of the model with a number i of floors decreases with the increase of the number of floors, according to Table 13. It is pointed out that the displacements used for this verification are of the models without slabs, but that the same pattern occurs for the model with slabs. Once more, the effect of the instability generated by the eccentricity of the beam is

perceived, because of the relation $\frac{U_{1,i+1}}{U_{1,i}}$ is greater when the

beam is more eccentric, indicating a slower decrease for the more eccentric positions of the beam.

Table 13Relation between the displacements of the models without slabs with $i+1$ floors e i floors

e (m)	$\frac{U_{1,2}}{U_{1,1}}$	$\frac{U_{1,3}}{U_{1,2}}$	$\frac{U_{1,4}}{U_{1,3}}$	$\frac{U_{1,5}}{U_{1,4}}$	$\frac{U_{1,6}}{U_{1,5}}$
0.0	2.67	2.30	1.94	1.69	1.52
0.05	2.68	2.31	1.94	1.70	1.52
0.10	2.69	2.31	1.95	1.70	1.53
0.15	2.69	2.32	1.95	1.70	1.53
0.20	2.69	2.33	1.95	1.70	1.53
0.25	2.69	2.34	1.96	1.70	1.53
0.30	2.69	2.34	1.96	1.71	1.53
0.35	2.68	2.35	1.97	1.71	1.53
0.40	2.67	2.36	1.97	1.71	1.53
0.45	2.66	2.36	1.97	1.71	1.53
0.50	2.67	2.37	1.98	1.72	1.54

Source: Diniz [8]

Table 14
Values of α , γ_z and LEPMOL for the model MFS3DWSL6

e (m)	Non-linear geometric analysis				
	U_{1A} (m)	LEPMOL	U_{1T} (m)	α	γ_z
0.0	0.0235	6.00	0.0245	0.651	1.102
0.05	0.0237	6.00	0.0245	0.649	1.102
0.10	0.0239	6.00	0.0245	0.651	1.102
0.15	0.0242	6.00	0.0245	0.651	1.102
0.20	0.0245	6.00	0.0245	0.651	1.102
0.25	0.0250	5.85	0.0250	0.654	1.103
0.30	0.0255	5.60	0.0255	0.659	1.105
0.35	0.0261	5.35	0.0261	0.664	1.106
0.40	0.0269	5.01	0.0269	0.672	1.109
0.45	0.0278	4.70	0.0278	0.680	1.112
0.50	0.0291	4.30	0.0291	0.691	1.116

Source: Diniz [8]

10. Parameter α , coefficient γ_z and criteria of flexibilizing of the portico TQS©

The parameters of stability are obtained with the help of the TQS© UNI-PRO12 VERSION 19.10 considering the model IV, in which only beams and columns contribute to the rigidity of the reticulate model. The parameters of stability are noted after the calibration of the criteria of flexibilization LEPMOL and REDMOL of the TQS© using the results of the Abaqus©. Both criteria, in separate, are modified until the displacements in the TQS© equal to the displacements obtained with the Abaqus©. The model used for the calibration of the criteria is model MFSP3DSL6 with GLs simulations, by the fact of the greater quantity of the floors and also because it has only columns and beams contributing to the rigidity, similar to the model IV do TQS©.

The criteria of the flexibilization of the connections between beams and columns, LEPMOL and REDMOL, are connected to the mo-

ment of inertia of the column that really contributes to the rigidity of the connection and a factor that reduces the rigidity of the spring that represents the beam-column connection, respectively, as already presented in Figure 4.

In light of the foregoing, in Table 14 the values obtained of LEPMOL for each eccentricity of the beam in the model MP3DSL6 with the linear geometric analysis is presented. In the same table, there are also the values of α and γ_z noted for each calibration of LEPMOL. The values of LEPMOL are obtained maintaining all of the other criteria of the TQS© invariable, including REDMOL, which is maintained with a fixed value of 1.0. U_{1A} and U_{1T} are, respectively, horizontal displacements obtained in the Abaqus© and horizontal displacement obtained in the TQS©.

According to Table 14, the calibration of LEPMOL is not sufficient to equal the displacements of the TQS© to the ones of the Abaqus© in the first eccentricities of the beam. It is perceived that even using the maximum value for LEPMOL, which is 6 times the

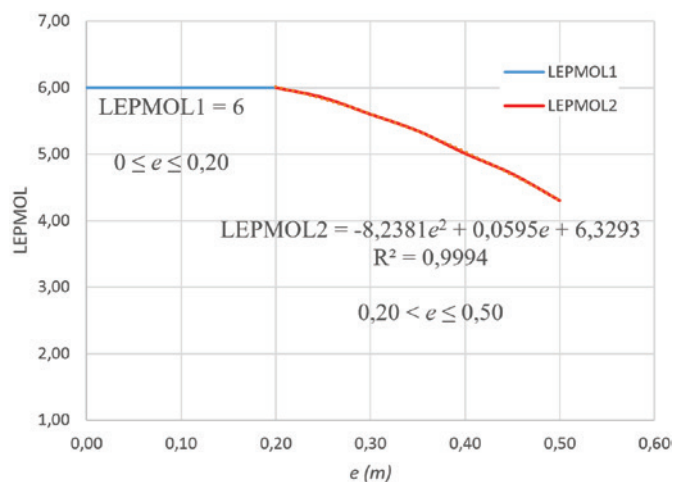


Figure 13
The curve of the LEPMOL in function of the eccentricity of the beam

Source: Diniz [8]

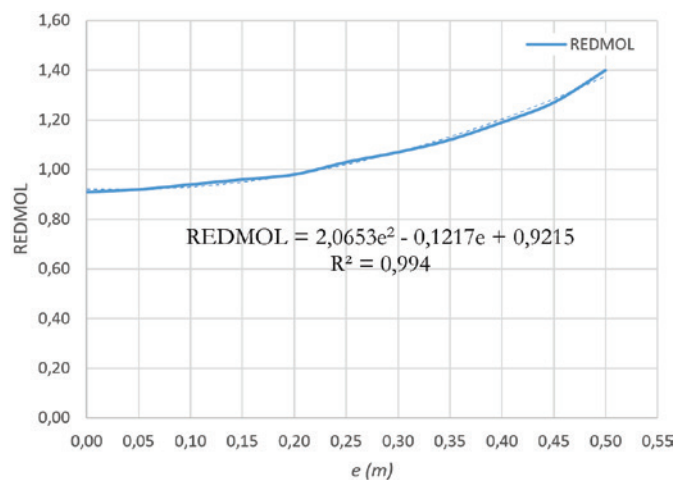


Figure 14
The curve of the REDMOL in function of the eccentricity of the beam

Source: Diniz [8]

Table 15
Values of α , γ_z and REDMOL for the model MFS3DWSL6

e (m)	Non-linear geometric analysis				
	U_1A (m)	REDMOL	U_1T (m)	α	γ_z
0.00	0.0235	0.91	0.0235	0.641	1.099
0.05	0.0237	0.92	0.0237	0.642	1.100
0.10	0.0239	0.94	0.0239	0.644	1.100
0.15	0.0242	0.96	0.0242	0.647	1.101
0.20	0.0245	0.98	0.0245	0.649	1.102
0.25	0.0250	1.03	0.0250	0.654	1.103
0.30	0.0255	1.07	0.0255	0.658	1.105
0.35	0.0261	1.12	0.0261	0.664	1.106
0.40	0.0269	1.19	0.0269	0.671	1.109
0.45	0.0278	1.27	0.0278	0.679	1.112
0.50	0.0291	1.40	0.0291	0.692	1.116

Source: Diniz [8]

width of the beam (equal to the width of the large-scale column), the minimum displacement in the TQS© is of 0.0245 m.

Using the data of Table 14, the graphic of Figure 13 was built, in reference to the curve of LEPMOL. The graphic is composed of two parts: the first is constant and receives the denomination of LEPMOL1 and the second receives the denomination of LEPMOL2. There is also an estimative equation of LEPMOL for each part due to the eccentricity of the beam. It is pointed out that the equation is an adjustment obtained through the Excel 2013 software with satisfactory approximation, as coefficient R^2 , indicating that the curve of adjustment is close to the real curve when its value becomes close to 1.0.

The criteria of flexibilization of REDMOL is also calibrated for each eccentricity of the beam. REDMOL is obtained considering the value of LEPMOL, that would use the whole section of the column, LEPMOL equal to 6, and the other criteria of the invariable TQS©s. The values of REDMOL, α e γ_z obtained for the model MP3DSL6 with simulations GLS are presented on Table 15.

In the graphic of Figure 14, there is the curve of REDMOL and an equivalent equation obtained also on Excel 2013 through an adjustment of a polynomial of the second level.

The decrease of the equation of LEPMOL indicates that its values tend to decrease as the displacements increase. This way, the tendency is that for framed structures with more floors - even smaller values are found for these criteria. Whereas the values of REDMOL increase with the growth of the displacements, indicating a tendency of growth for the framed structures with a greater number of floors.

Another observation related to LEPMOL is that it influences only the rigidity of the connection, not reducing the inertia of the bar that represents the column in the framed structure, or, in other words, the integral rigidity of the horizontal section of the column in the reticulate model of the TQS© is considered. The section of the column is modified by LEPMOL only for the deliberation of the rigidity of the "spring".

The equation of LEPMOL and REDMOL are approximations and have several limitations because the displacements and stability of the model in the TQS© depend on several other criteria that may be calibrated for a more real representation of the structure.

The parameters of stability for the model analyzed are in Tables 14 and 15, for calibration of LEPMOL and REDMOL, respectively. Parameter α is always superior to the value of reference for braced structures by framed structures of large-scale column, which is $\alpha = 0.6$. This parameter indicates that the structure is always of mobile knots, for any eccentricity of the beam in the model considered (MP3DSL6).

Whereas for parameter γ_z indicates a structure of mobile knots for any eccentricity of the beam when the calibration is done by LEPMOL. When calibrating by the REDMOL criteria, γ_z presents, for the local eccentricities, values below the limit for structures of mobile knots. Based on the eccentricity $e = 0.15$ m the values of γ_z , if they already indicate that the structure is of mobile knots. Despite the geometrically linear analysis, in structural models of relatively low height, the effect of the large-scale columns connections on the flexibility and global stability was achieved in a satisfactory manner for the classification of the conditions of displacement of the knots and posteria or estimate of the effects of second order.

11. Conclusions

In this study, the global stability of structural models of concrete was evaluated considering the influence of the eccentricity in the beam large-scale column by verifying the parameters of normative stability and displacements of reticulate models. The analysis of stabilities of the influence of the eccentricity was realized in geometric models and offer an indication of the influence of the eccentricity of the large-scale column connection in the stability of these models.

In the simulations of the models idealized in this work, some composed by large-scale columns and beams and others by large-scale columns, varied in the eccentricities of the beam-large-scale column trying to determine its influence in the stability. The displacements were captured on the top of the large-scale columns, using as a reference to the longitudinal axis, in each model for each eccentricity of the beam.

In the simulations of the models idealized in this study idealized in this work, some of the ones composed by large-scale columns and

beams and others by large-scale columns, beams, and slabs, the eccentricities of the connections large-scale columns varied when trying to determine its influence in the stability. The displacements were captured on the top of the large-scale columns, using as a reference to the longitudinal axis, in each model for each eccentricity of the beam.

The horizontal displacements obtained demonstrate that the eccentricity of the beam related to the axis of the large-scale column has a considerable effect on the rigidity of the connection and consequently in the global stability because the displacements grow as the eccentricity of the connection increases. The difference of displacements obtained with the connection beam-large-scale column and the most extreme connection in the column is significant, reaching 26.45% in the model MP3DL6. Another important factor is that the displacements grow faster for the eccentricities of the close connection of the extremity of the large-scale column. The models with the presence of the slab were more rigid than the models composed only by large-scale columns and beams. The percentage of reduction in the displacements of the models with slabs related to the models without slabs is significant, reaching 21.7% among the models of 6 floors. It is also perceived that the reduction decreases with the increase of the eccentricity and with the increase in the number of floors of the models.

The analysis of the flexibility criteria of the spatial framed structure of the TQS© resulted in important information. The LEPMOL tends to be reduced, the reduction implying on the rigidity of the connection, for more eccentric positions of the beams and models with a greater number of floors, once the displacements grow with the increase of the number of floors. Whereas the REDMOL tend to increase with the growth of the displacements, indicating also a reduction of the rigidity of the connection of the beam-large-scale column with a greater number of floors and for more eccentric positions of the beams.

The parameters of stability evaluated in the models analyzed remained within the limits established by NBR 6118/2014. The values of the parameters, in general, indicate that the model evaluated is classified as a structure of mobile knots.

At last, it is pointed out that the results obtained in this work have the capacity to aid in the considerations of global stability of structures constituted by large-scale columns of the simple section. It also offers indications about the consideration of the criteria of flexibilization of the framed structure TQS©, LEPMOL, and REDMOL, when the structures have eccentric connections of beams with large-scale columns. It is pointed out that the results presented in this work are of simple models and considering simplified conditions of application of loads and of the disposition of the columns in the plant.

12. Acknowledgments

The authors thank CAPES and CNPq for the financial help.

13. References

- [1] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Sinopse do censo demográfico 2010. Disponível em: <http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=8> Acessado em: 15/09/2016.
- [2] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos, 1992, Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 223p.
- [3] ZUMAETA MONCAYO, W. J. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado, 2011, Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 221 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado. - NBR 6118, Rio de Janeiro – RJ, 2014.
- [5] BUENO, M. M. E. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado, 2009, Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília - DF, 105p.
- [6] ARAÚJO, T. J. F. Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação, 2013, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 111p.
- [7] PASCUAL, C. A. Q. Parâmetros característicos para a definição de um modelo estático: “ pilar de pórtico” ou “ pilar-parede”, 1987, Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 228p.
- [8] DINIZ, C. W. S. Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede, 2017, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL, 128p.
- [9] FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v.8, n.2, 2015; p. 196 - 224.
- [10] WORDELL, F. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos, 2003, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 94p.
- [11] LIMA, J. S. Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas, 2001, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 249p.
- [12] PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado, 1997, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 128p.
- [13] CARMO, R. M. S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado, 1995, Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 135 p.
- [14] PINTO, R. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Utilização do parâmetro γ_2 para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. Revista Ibracon de Estruturas. v.1, n.2, 2005, p. 145 - 165.

- [15] VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Análise de estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z . Revista Ibracon de Estruturas. v.10, n.5, 2017, p. 1113 - 1140.
- [16] PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.; AZEVEDO, M. S. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. Revista Ibracon de Estruturas. v.9, n.2, 2016, p. 244 - 262.
- [17] PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2002, n.19, p. 171 - 206.
- [18] TQS INFORMÁTICA (2018). Manual do usuário: dominando os sistemas CAD/TQS – análise estrutural. TQS Informática, v.3, São Paulo, 2018.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro – RJ, 1980.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. - NBR 6123, Rio de Janeiro – RJ, 1988.
- [21] CORRÊA, M. R. S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios, 1991, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 331p.
- [22] GOULART, M. S. S. Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios, 2008, Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 115p.

Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections

Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede



C. W. S. DINIZ^a
carlos.diniz@sinfra.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0002-0776-4789>

E. N. LAGES^b
enl@lccv.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0001-6704-4057>

A. S. R. BARBOZA^b
aline@lccv.ufal.br
<https://orcid.org/0000-0001-6296-927X>

Abstract

Several factors influence the stability of concrete structures, such as building height, structural components' rigidity, bracing system, beam-wall connection rigidity, among others. Global structural stability is evaluated according to NBR 6118/2014 by the α e γ_2 parameters. This article aims to evaluate the global structural stability concrete structures considering the eccentricity of the beam-wall connections. With the aid of software Abaqus© and TQS©, reticulated models were analyzed to evaluate the contribution of the eccentricity of the beam-wall connections on the global stability and the rigidity of the connections. The geometric nonlinear effects were disregarded in these analyses. The stability parameters from NBR6118/2014 were evaluated in the frame models, as well as the flexibilization criteria from the TQS© software, LEPMOL e REDMOL. The results of the displacement analysis show an increase of 26.45%, comparing the centered connection to the more eccentric connection.

Keywords: global stability, beam-wall connection, TQS©, flexibility criteria.

Resumo

Diversos fatores influenciam a estabilidade das estruturas de concreto, como a altura das edificações, a rigidez dos elementos estruturais componentes, o sistema de contraventamento, a rigidez das ligações viga-pilar entre outros. A estabilidade global das estruturas é avaliada segundo a NBR 6118/2014 pelos parâmetros α e γ_2 . Este trabalho objetiva avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede. Com o auxílio dos softwares Abaqus© e TQS© foram analisados modelos reticulados, avaliando-se a contribuição da excentricidade da ligação viga-pilar parede para a estabilidade global e para rigidez da ligação. Os modelos foram analisados sem a consideração da não linearidade geométrica. Nos modelos de pórtico foram avaliados os parâmetros de estabilidade da NBR 6118/2014, assim como, os critérios de flexibilização da ligação do pórtico do TQS©, LEPMOL e REDMOL. Os resultados das análises de deslocamentos indicaram um crescimento de 26,45%, comparando-se a ligação centrada com a mais excêntrica.

Palavras-chave: estabilidade global, ligação viga-pilar parede, TQS©, flexibilidade.

^a Federal University of Alagoas, Superintendence of Infrastructure, Maceió, AL, Brazil;

^b Federal University of Alagoas, Laboratory of Scientific Computing and Visualization, Center of Technology, Graduate Program in Engineering, Maceió, AL, Brazil.

1. Introdução

A população brasileira sofreu ao longo dos anos um processo de urbanização intenso. De acordo com dados disponibilizados em IBGE [1], o Brasil, atualmente, possui sua população concentrada em centros urbanos. As grandes populações concentradas acaba limitando os espaços horizontais para construção, o que aumenta a necessidade de otimização dos espaços verticais para tal fim. Com isso, as estruturas usuais de edificações residenciais e comerciais são concebidas cada vez mais altas. Segundo Fonte [2], a crescente valorização das áreas urbanas leva as grandes cidades a concentrarem as maiores quantidades de edificações altas.

Outro fator importante que possibilita a construção de edifícios cada vez mais altos é o avanço tecnológico alcançado ao longo dos anos. Segundo Zumaeta Moncayo [3], o avanço na tecnologia de materiais colocou à disposição do mercado concretos mais resistentes ocasionando construções com elementos estruturais mais esbeltos. A NBR 6118 [4] incluiu em seu texto concretos com resistências de 55 MPa até 90 MPa, que são os concretos de alta resistência.

Uma das grandes preocupações com a estrutura de um edifício alto, se deve ao efeito do vento nessas edificações, pois, a depender da geometria e rigidez dos elementos estruturais do edifício, esses efeitos se tornam ainda mais acentuados. A estrutura de um edifício alto deve ser concebida de forma muito mais cuidadosa quanto aos efeitos das ações horizontais.

A NBR 6118 [4], no item 11.4.1.2, recomenda expressamente a consideração dos esforços solicitantes na edificação causados pela ação do vento. A consideração desses esforços implica em análises complexas de estabilidade da edificação. São os deslocamentos horizontais referentes a esses esforços que fazem surgir os efeitos de segunda ordem na estrutura.

A verificação da estabilidade global de uma edificação tornou-se mais recorrente. Isso acontece devido ao grande número de edificações altas e esbeltas, ou ainda, de acordo com Bueno [5], pela necessidade de verificação de estruturas simples, porém esbeltas. No entanto, com o avanço da tecnologia computacional, as análises podem ser realizadas rapidamente e com precisão satisfatória. A estabilidade global da edificação é influenciada por diversos fatores, como as ações externas (forças devido ao vento, peso próprio da estrutura e sobrecargas), sua altura e esbelteza, a rigidez de seus elementos e as ligações entre si, etc.

Os pórticos, constituídos pela associação/ligação entre pilares e vigas, são um dos principais meios de enrijecimento da estrutura. A combinação das vigas e pilares em forma de pórticos proporcionam maiores resistências aos carregamentos e rigidezas aos deslocamentos. A sua eficiência em combater os efeitos da instabilidade está na rigidez da ligação entre os dois elementos que o constitui (vigas e pilares) e na rigidez da seção transversal dos próprios elementos. A viga pode ser ligada ao pilar em diferentes pontos ao longo de sua largura. De acordo com Araújo [6], a rigidez da ligação entre viga e pilar é alterada quando a excentricidade da viga em relação ao eixo do pilar é modificada.

As análises de estabilidade são efetuadas geralmente adotando modelos simplificados da estrutura. É comum representar vigas e pilares por barras no pórtico espacial da estrutura e as lajes por uma malha de barras (grelha). No entanto, há a possibilidade

da estrutura ser contraventada por pilares-parede, que é um elemento bidimensional de chapa e pode não ser adequadamente representado por uma única barra.

Os pilares-parede são introduzidos nos sistemas estruturais para análises e dimensionamento como elementos lineares. Segundo a NBR 6118 [4], no item 15.9.1, para que os pilares-parede sejam incluídos como elementos lineares no conjunto resistente (sistema estrutural), é necessário garantir que sua seção transversal tenha sua forma mantida por travamentos adequados nos diversos pavimentos e que os efeitos de segunda ordem locais e localizados sejam convenientemente avaliados.

No que se referem às ligações excêntricas entre vigas e pilares, a NBR 6118 [4] considera trechos rígidos para impor a condição de que a viga transmita seus esforços para o eixo do pilar, no entanto, não considera a possibilidade de que a rigidez da ligação excêntrica seja diferente em cada posição. A excentricidade pode introduzir efeitos em apenas parte dos pilares, aumentando a possibilidade quando as vigas estão ligadas a pilares-parede.

No trabalho de Araújo [6] há indícios de que a rigidez da viga determinada na região da ligação viga-pilar sofre alterações quando se tem a viga excêntrica em relação ao pilar. Este fato implica em alterações na rigidez de toda a estrutura e, conseqüentemente, alterações na estabilidade da edificação. Quanto menos rígida a ligação, menos rígida a estrutura e mais instável a edificação.

O estudo da estabilidade considerando a excentricidade da viga em relação ao eixo do pilar, principalmente em pilares-parede, pode trazer diretrizes para consideração da flexibilidade da ligação viga-pilar parede para cada posição de excentricidade da viga. Neste trabalho avalia-se a estabilidade global de modelos estruturais de concreto considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede verificando os parâmetros de estabilidade normativos e deslocamentos de estruturas reticuladas. A estabilidade global é verificada utilizando os deslocamentos absolutos no topo dos pilares, em todos os modelos idealizados modificando-se a excentricidade das ligações vigas-pilares parede. Também são realizadas análises dos parâmetros de estabilidade normativos dos modelos adotados e dos critérios de flexibilização do modelo reticulado do TQS®.

2. Considerações de pilares-parede

Os pilares são os responsáveis por recebimento das cargas das edificações e transferência aos elementos de fundação. Os pilares são caracterizados pela dimensão longitudinal ser maior que as dimensões da seção transversal. No entanto, os pilares-parede apresentam geometria que aproxima seu comportamento de um elemento bidimensional.

Segundo Pascual [8], pilar-parede, ou simplesmente parede, é um painel plano, contínuo, sem rigidez transversal, deformável predominantemente por momento fletor e suposto extremamente rígido à força cortante. A NBR 6118 [4], no item 18.4.1, caracteriza como pilares aqueles cuja maior dimensão da seção transversal não excede cinco vezes a menor dimensão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas (Figura 1) e em alguma dessas superfícies a menor dimensão da seção transversal deve ser menor que 1/5 da maior.

As análises dos pilares-parede são mais complexas que sua



Figura 1
Exemplificação de geometrias da seção transversal de pilares-parede

forma mais simples, que são os pilares idealizados como elementos lineares de barras. No entanto, a NBR 6118 [4], nos itens 14.8.1 e 15.9.1, impõe condições que quando atendidas permitem que os pilares-parede sejam analisados dentro do sistema estrutural como elementos lineares.

Os pilares-parede geralmente são utilizados como núcleo de rigidez das edificações. De acordo com Zumaeta Moncayo [3], a utilização de núcleos formados por pilares-parede de grandes dimensões (geralmente em forma de "U") contribuem significativamente para o aumento da rigidez da edificação.

O pilar-parede pode apoiar a viga em diversas posições ao longo da face do pilar e a excentricidade da viga pode resultar em rigidezes de ligações diferentes para cada posição da viga. A rigidez da ligação é afetada pela posição da viga no pilar ou pilar-parede e, conseqüentemente, o pórtico terá sua rigidez alterada em função desta posição. Araújo [6] avaliou os efeitos que a ligação viga-pilar em diferentes pontos da seção transversal do pilar traz para a rigidez. Ao se analisar o crescimento da largura do pilar, Araújo [6] constatou que à medida que as dimensões da seção transversal do pilar se aproximam de um pilar-parede os parâmetros utilizados para determinar a rigidez sofrem variações mais intensas.

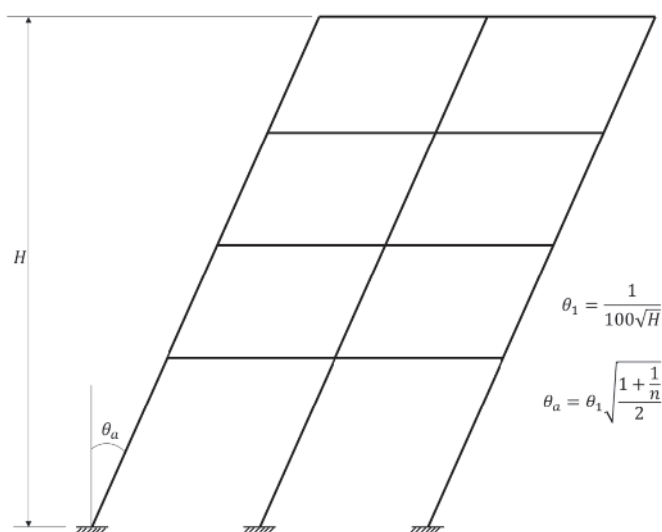


Figure 2
Desaprumo global dos elementos verticais

Source: Adaptado de NBR 6118 [4], item 11.3.3.4.1

3. Estabilidade de edifícios conforme NBR 6118

A estabilidade das edificações é tema recorrente nos trabalhos científicos de engenharia e também entre os projetistas de estruturas. O elevado número de edifícios altos e esbeltos impulsiona a necessidade das verificações da estabilidade estrutural. Para o projeto de estruturas, há disseminado na comunidade técnica vários softwares para este fim, nos quais se constata alguma verificação de estabilidade de edifícios comuns em concreto armado, geralmente verificações expressas na NBR 6118 [4].

A verificação da estabilidade das estruturas de concreto é uma análise complexa em virtude das considerações das não linearidades que existem nessas estruturas: não linearidade geométrica e não linearidade física. A primeira se faz presente quando o equilíbrio da estrutura está associado a uma configuração deformada significativamente diferente da indeformada. A segunda é caracterizada por relações constitutivas não lineares apresentadas pelos materiais componentes da estrutura.

Ao se considerar o real equilíbrio da estrutura na configuração geométrica deformada, surgem no sistema solicitações adicionais àquelas da análise geometricamente linear, denominadas de efeitos de segunda ordem [9]. Existem basicamente três tipos de efeitos de segunda ordem que podem ocorrer nas estruturas de concreto: global, local e localizado. Os efeitos de segunda ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura (NBR 6118 [4], item 15.2).

A análise de estabilidade global de estruturas visa classificar as mesmas quanto à deslocabilidade lateral dos nós, ou seja, busca analisar a sua sensibilidade aos efeitos de segunda ordem [5]. Em função da deslocabilidade dos nós do modelo geométrico da estrutura, esta pode ser classificada como de nós fixos ou de nós móveis. Para a NBR 6118 [4], no item 15.4.2, as estruturas de nós fixos são aquelas em que os efeitos globais de segunda ordem são inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, caso contrário são consideradas de nós móveis.

A estabilidade global é uma condição a ser atendida pelas estruturas. A intensidade dos deslocamentos horizontais e das deformações definem se a estrutura é estável ou não. Segundo a NBR 6118 [4], no item 15.2, atinge-se o estado-limite de instabilidade nas estruturas de concreto sempre que, ao crescer a intensidade do carregamento e, portanto, das deformações, há elementos

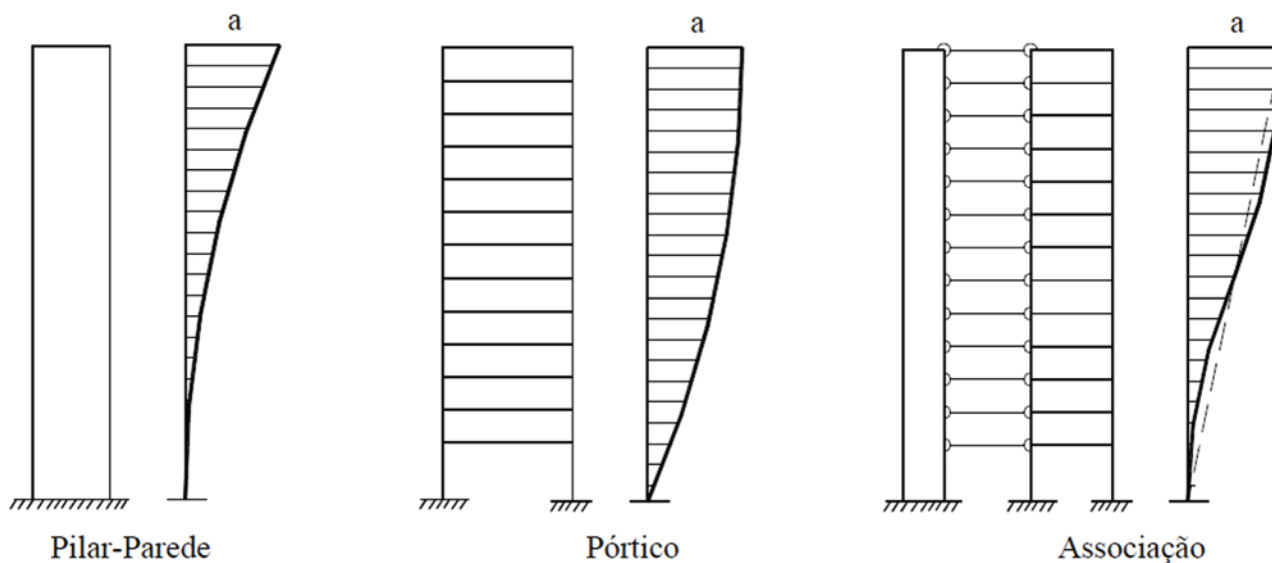


Figura 3
Estruturas de contraventamento

Source: [15]

submetidos à flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação.

Os critérios objetivos dados pela NBR 6118 [4] utilizados para classificar a estrutura quanto a estabilidade global são os parâmetros α (*alfa*) e γ_z (*gama Z*). Estes parâmetros classificam a estrutura como de nós fixos ou móveis, de acordo com valores definidos na norma. Quando a estrutura é classificada como de nós fixos, o dimensionamento é realizado considerando-se análise de primeira ordem. Em caso de ser classificada como de nós móveis, deve ser realizada uma análise de segunda ordem, que é mais complexa, para determinação dos esforços a serem acrescidos aos de primeira ordem. A instabilidade global das estruturas de concreto sofre grande influência das imperfeições geométricas iniciais. A consideração de um desaprumo do eixo vertical da estrutura implica no acréscimo dos esforços, mesmo sem a existência de forças transversais. Na análise global das estruturas, deve ser considerado o desaprumo dos elementos verticais conforme a Figura 2, na qual H é a altura total dos elementos verticais, θ_a é o ângulo de inclinação a ser considerado para o desaprumo global e n é o número de lances dos elementos verticais.

Os elementos verticais (pilares e pilares-parede), ou a associação destes com os elementos horizontais (vigas), em função de sua rigidez elevada, são os responsáveis por garantir a estabilidade estrutural, quando dispostos adequadamente. Segundo Wordell [10], essas subestruturas são definidas como estruturas de contraventamento e os demais elementos que não participam dessa subestrutura são denominados de elementos contraventados. As estruturas de contraventamento podem ser pilares-parede, pórtico e associação de pilares-parede e pórticos, como ilustrado na Figura 3.

4. Parâmetro de instabilidade α

O coeficiente de instabilidade α foi desenvolvido pelos autores Hubert Beck e Gert Koning em 1967. O CEB incorporou o coeficiente

no seu texto e posteriormente outros códigos regulamentadores passaram a adaptá-lo em seus textos, como a norma brasileira NBR 6118 [4]. Este coeficiente apenas classifica a estrutura como de nós fixos ou móveis, avaliando se os esforços de segunda ordem precisam ou não serem considerados.

O item 15.5.2 da NBR 6118 [4] trata do parâmetro de instabilidade α . São apresentadas formulações e valores limites de referência para avaliação da estrutura. Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme indicado na norma.

A não linearidade física dos materiais constituintes da estrutura é considerada na determinação do valor de α_1 . A fissuração dos elementos não é considerada, no entanto a não linearidade física do concreto surge também pela ação das cargas de compressão nos elementos estruturais [3].

5. Coeficiente γ_z

Este coeficiente é um dos mais utilizados para análises de estabilidade e análises de segunda ordem. Além de classificar a estrutura quanto à necessidade ou não de considerar os efeitos de segunda ordem, o coeficiente γ_z estima tais esforços. Determina-se o γ_z por uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento. A não linearidade física é considerada de forma aproximada, adotando-se, por exemplo, valores de rigidez dos elementos conforme item 15.7.3 da NBR 6118 [4]. O γ_z é calculado conforme expressão dada pela NBR 6118 [4], item 15.5.3.

A classificação da estrutura de nós fixos ocorre quando $\gamma_z \leq 1,1$. Para valores de $\gamma_z > 1,1$, a estrutura é classificada como de nós móveis, sendo obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Os efeitos de segunda ordem podem ser estimados aplicando-se o coeficiente γ_z , desde que respeitados os limites de aplicação. Não há um consenso entre os autores quanto a definição desse limite. Franco e Vasconcelos (1991 apud [3] e [11]) estabeleceram o limite

de 1,2 para validade do γ_z como estimador dos esforços de segunda ordem. Pinto et al. [12] indicam um valor intermediário de 1,25 como limite aceitável. Carmo [13] ressalta que o limite pode ser avançado de 1,2 para 1,3. A NBR 6118 [4], no item 15.7.2, adota o valor limite de 1,3. No entanto, segundo Vieira et al. [14], em estudos sobre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica de flambagem, o emprego do coeficiente γ_z é ineficiente quando o modo mais crítico é de torção. A quantificação dos esforços de segunda ordem de forma aproximada, por meio do coeficiente γ_z , consiste na avaliação dos esforços finais, primeira mais segunda ordem, majorando-se os esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Este procedimento consta na NBR 6118 [4] no item 15.7.2 e é aplicável quando se atende ao limite estabelecido de $\gamma_z \leq 1,3$. Ressalta-se que o γ_z somente pode ser aplicado a estruturas de edifícios com quatro ou mais pavimentos. Nos casos em que o edifício possui menos de quatro pavimentos, recomenda-se que a estabilidade global seja avaliada pelo parâmetro de instabilidade α e o cálculo dos esforços de segunda ordem globais sejam avaliados pelo processo P-Delta [3].

6. Não linearidade física

A não linearidade física está relacionada às propriedades mecânicas dos materiais. Define-se como não linearidade física a perda da proporcionalidade entre a tensão aplicada ao material e a deformação resultante [15]. O concreto é um material tipicamente não linear, pois fatores como a formação e aberturas de fissuras que ocorrem com o aumento das sollicitações e sua própria constituição de materiais de diferentes comportamentos implicam em uma curva tensão-formação não linear. O módulo de rigidez à flexão longitudinal do concreto (E) não se mantém constante para os níveis de tensão aplicada, assim como a inércia da seção (I_c) é reduzida pelas fissuras do material. Na Figura 4, ilustram-se os diagramas tensão versus deformação do concreto. Na parte (a), observa-se uma condição idealizada, na qual o concreto se comporta de maneira linear. Em contrapartida, na parte (b), representa-se o comportamento não linear do concreto, situação a qual o concreto se comporta quando sollicitado. A não linearidade física do concreto advém do fato deste ser constituído de materiais com propriedades físicas variadas, formando um material anisotrópico, heterogêneo, com módulo de elasticidade que varia em cada

ponto da curva do diagrama de tensão-deformação [16]. Há uma necessidade de se determinar com exatidão os deslocamentos horizontais que ocorrem nas estruturas de edifícios de concreto armado, pois os esforços de segunda ordem são bem avaliados quando a configuração geométrica final da estrutura é determinada de forma satisfatória. Sabe-se que a rigidez dos elementos estruturais interfere nos deslocamentos sofridos pela estrutura e, buscando-se melhores repostas quanto a deslocabilidade da estrutura, deve-se determinar a rigidez por meio de processos que considerem a não linearidade física dos materiais constituintes da estrutura [17]. No item 15.7.3 da NBR 6118 [4] é descrito um processo aproximado para consideração da não linearidade física nas análises globais de segunda ordem, que consiste na redução da rigidez dos elementos estruturais.

As rigidezes de vigas e pilares podem assumir o valor $EI_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$ igual para ambos, desde que a estrutura de contraventamento da edificação seja composta exclusivamente por vigas e pilares, sem a presença de núcleos rígidos, geralmente compostos por pilares-parede, e que seja respeitado o limite de $\gamma_z < 1,3$ [10].

7. Critérios de flexibilização do pórtico espacial do TQS©

O pórtico espacial gerado no software TQS© é um modelo reticulado, composto por barras de vigas e pilares, no qual as ligações entre as barras das vigas e dos pilares podem ou não ser flexibilizadas. Os critérios do software permitem estabelecer a rigidez dessas ligações, transformando-as em engastes, articulações ou ligações semirrígidas.

As flexibilizações do pórtico são impostas pela simulação de “molas” inseridas entre as barras das vigas e dos pilares. As rigidezes dessas molas são calculadas tomando-se o coeficiente de rigidez de uma barra biengastada quando mobilizada por uma rotação de valor unitário no engaste. Dessa forma, a mola tem rigidez K igual a:

$$K = \frac{4EI}{L} \tag{1}$$

em que E é o módulo de elasticidade longitudinal do material do pilar, I é o momento de inércia de uma seção do pilar que efetivamente será considerada na rigidez da ligação e L é comprimento

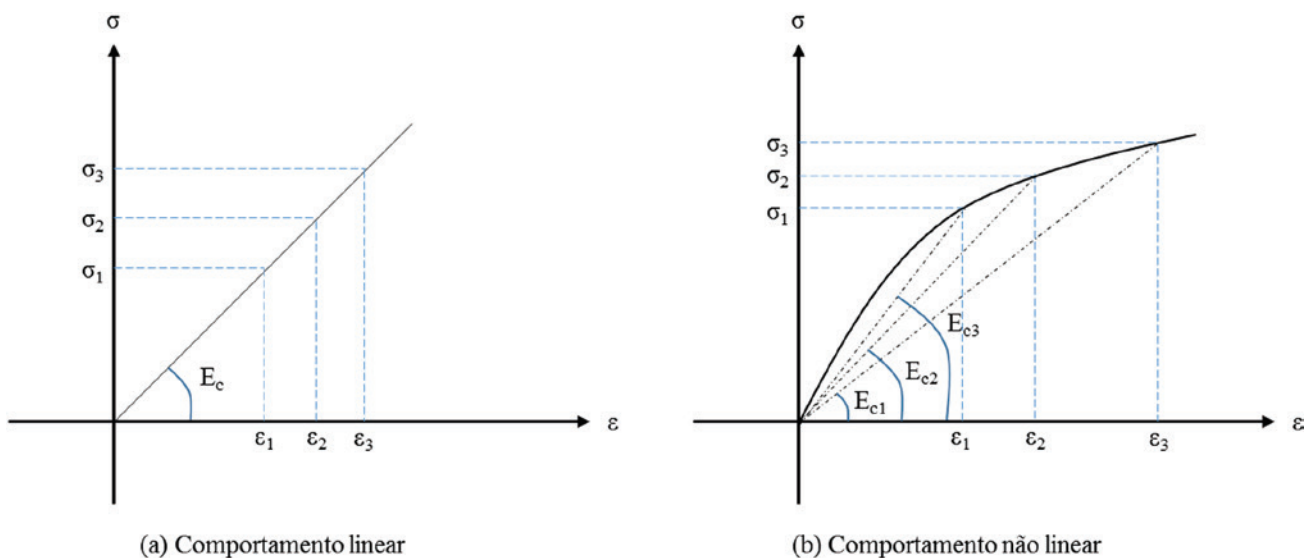


Figura 4 Diagrama tensão deformação do concreto

Source: Autor (2016)

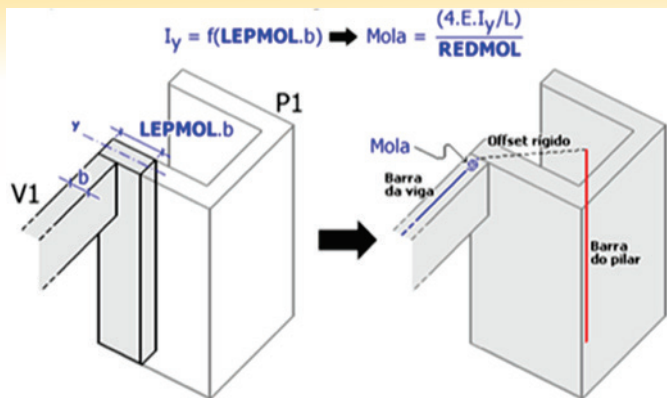


Figura 5
Ilustração dos procedimentos de consideração dos critérios LPMOL e REDMOL

Source: Manuais TQS® (2017)

do lance de pilar.

No software, permite-se ponderar a rigidez dessas “molas” por

meio de dois critérios: LPMOL e REDMOL. O primeiro é o fator que multiplica a largura da viga resultando na largura da seção equivalente do pilar para cálculo do momento de inércia. O segundo é um fator que modifica a rigidez K da “mola”. Esses dois parâmetros permitem aos usuários fazerem ponderações sobre a flexibilização das ligações. A Figura 5 ilustra o processo de utilização do LPMOL e REDMOL. A rigidez da “mola” considerada no software TQS© então dada por:

$$I_y = \frac{(LPMOL \cdot b)^3}{12} = \frac{LPMOL \cdot b^4}{12} \tag{2}$$

em que I_y é o momento de inércia calculado considerando o fator LPMOL.

8. Características dos modelos analisados

Neste trabalho, analisam-se 12 modelos de pórticos tridimensionais, os quais estão divididos em modelos de pórticos sem a presença de lajes e pórticos com a presença das lajes, conforme apresentado na Tabela 1. As bases dos modelos geométricos encontram-se na Figura 6. Na parte (a) da figura, tem-se a estrutura base para os

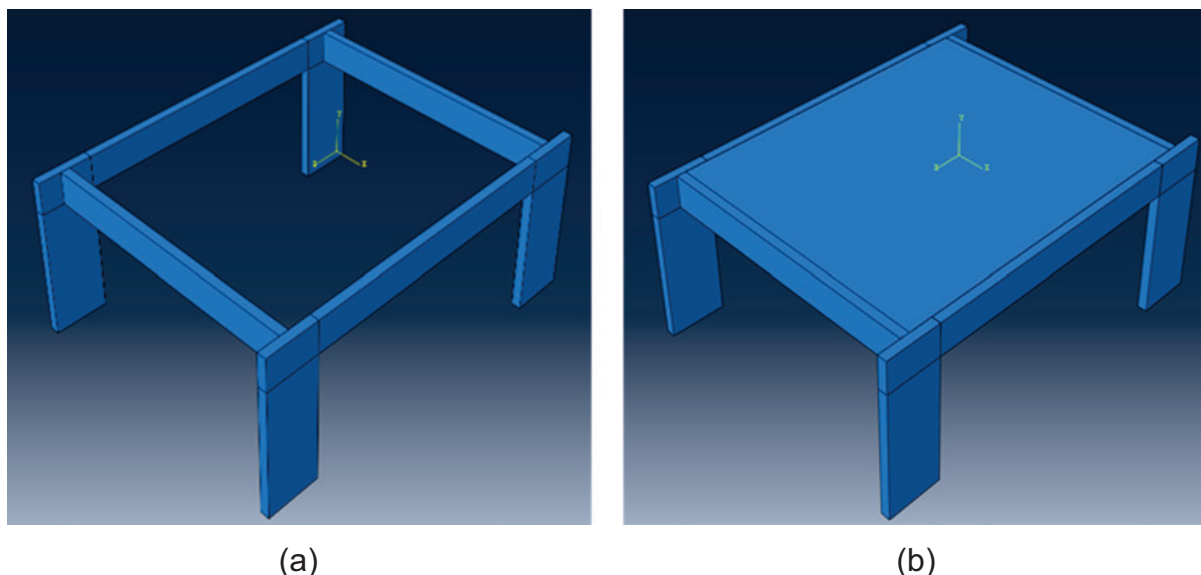


Figura 6
Apresentação dos modelos: (a) estrutura base para composição dos modelos sem lajes e (b) estrutura base para composição dos modelos com lajes

Tabela 1
Identificação dos modelos utilizados

Modelos	Descrição
MP3DSL1	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 1 pavimento
MP3DSL2	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 2 pavimentos
MP3DSL3	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 3 pavimentos
MP3DSL4	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 4 pavimentos
MP3DSL5	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 5 pavimentos
MP3DSL6	Modelo de pórtico tridimensional sem laje com 6 pavimentos
MP3DL1	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 1 pavimento
MP3DL2	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 2 pavimentos
MP3DL3	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 3 pavimentos
MP3DL4	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 4 pavimentos
MP3DL5	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 5 pavimentos
MP3DL6	Modelo de pórtico tridimensional com laje com 6 pavimentos

Fonte: Autor (2017)

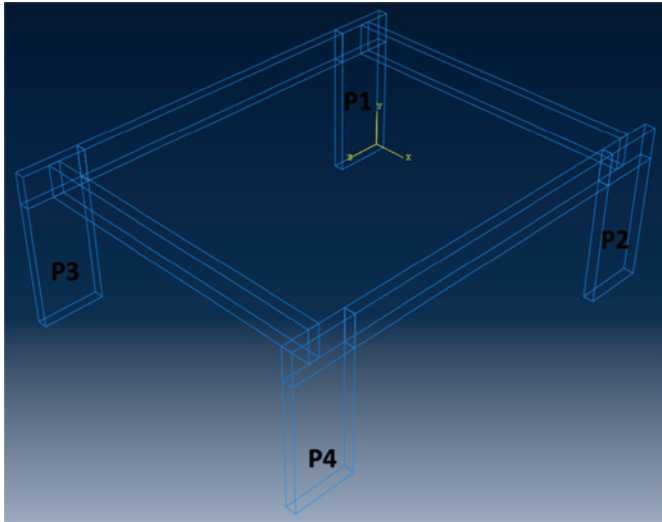


Figura 7
Sistema de coordenadas adotado e identificação dos pilares-parede

modelos sem lajes, assim como na parte (b) para os modelos com lajes. Os modelos (com ou sem lajes) com mais de 1 pavimento são compostos por repetições verticais das respectivas bases apresentadas, conforme o número de pavimentos do modelo.

Os modelos adotados são constituídos por lajes, vigas e pilares-parede. Dentro do sistema computacional Abaqus®, os elementos são conectados com o auxílio da ferramenta Constraints/connections para montagem dos pórticos. O sistema de coordenadas adotado é ortogonal e referenciado como indicado na Figura 7. O eixo Y representa a direção vertical e os eixos X e Z compõem o plano no qual os pilares-parede são engastados. Nesta mesma figura, indica-se a nomenclatura dos pilares-parede, numerados de 1 a 4.

As características geométricas dos elementos estruturais utilizados na composição dos modelos são definidas semelhantes às de estruturas usuais de concreto. As vigas são definidas com seção transversal de 0,20 m x 0,60 m e comprimento de 6,00 m. Os

pilares-parede são definidos com seção transversal de 0,20 m x 1,20 m e comprimento do lance de 3,00 m. As dimensões das lajes no plano são 6,00 m x 7,00 m e espessura de 0,15 m.

Os modelos são discretizados em malhas de elementos finitos para as simulações no Abaqus®. As vigas e os pilares-parede são discretizados com malhas geradas por subdivisões de 0,05 m e as lajes com subdivisões de 0,10 m. Os elementos finitos utilizados em todos os modelos são os elementos cúbicos lineares de 8 nós com integração completa (C3D8 do Abaqus®).

O material de constituição dos modelos é o concreto com resistência característica a compressão aos 28 dias $f_{ck} = 25,0$ MPa, módulo de elasticidade longitudinal $E_{ci} = 28.000,0$ MPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$. A não linearidade física, referente ao material concreto, é considerada de forma aproximada nas simulações dos modelos seguindo a recomendação normativa indicada no item 15.7.3 da NBR 6118 [4].

As cargas aplicadas aos modelos são aquelas utilizadas em uma edificação comum de concreto armado, além do peso próprio da estrutura. Consideram-se cargas horizontais de vento atuando sobre os pilares-parede e cargas verticais permanentes e acidentais sobre as vigas e lajes.

As superfícies de aplicação das cargas verticais e horizontais estão indicadas na Figura 8, na qual o modelo MP3DL1 é a referência. Nas partes (a) e (b) da Figura 8, observam-se as superfícies de aplicação das cargas verticais, correspondentes às superfícies dos topos de cada laje e viga dos modelos. Na parte (c), observam-se as superfícies de aplicação das cargas horizontais de vento sobre os pilares-parede. Nota-se que as superfícies de aplicação das cargas horizontais de vento correspondem àquelas referentes à parte superior de cada lance de pilar, região retangular de interseção com as vigas. Nos modelos com mais pavimentos, basta apenas aplicar os mesmos carregamentos verticais em todos os pavimentos e adaptar as cargas de vento de acordo com a altura. Nos modelos sem lajes, as cargas das lajes removidas são somadas às cargas de mesma categoria já existentes nas vigas de forma uniforme, ou seja, as cargas totais aplicadas aos modelos com lajes são mantidas nos modelos sem lajes.

AA magnitude das cargas verticais aplicadas sobre as superfícies

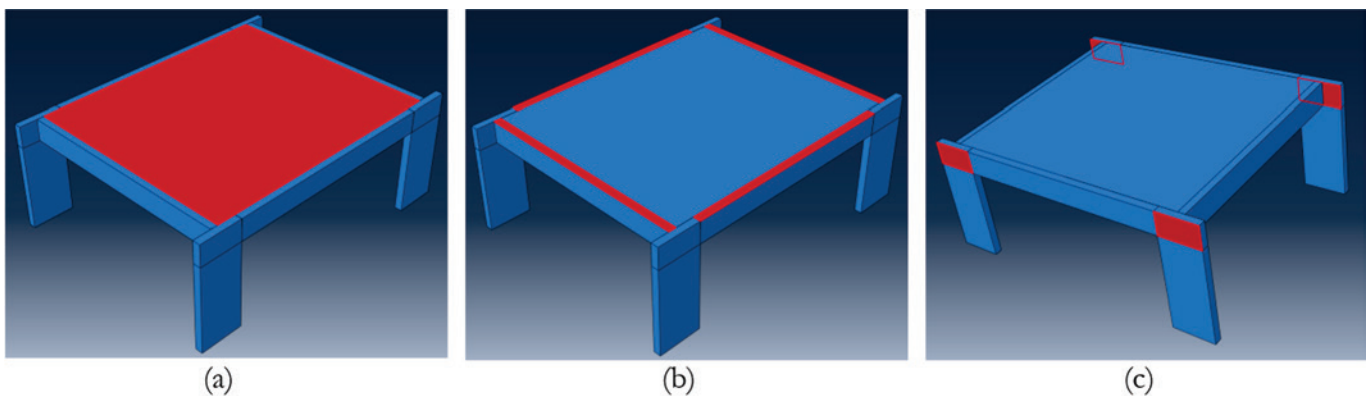


Figura 8
Indicação das superfícies de aplicação de cargas verticais e horizontais sobre os elementos estruturais dos modelos: (a) vertical sobre as lajes, (b) vertical sobre as vigas e (c) horizontal nos pilares-parede

Tabela 2

Magnitude das cargas verticais utilizadas nos modelos

Superfícies dos elementos	Modelos com lajes			Modelos sem lajes		
	PP (kN/m ²)	PERM (kN/m ²)	ACID (kN/m ²)	PP (kN/m ²)	PERM (kN/m ²)	ACID (kN/m ²)
Lajes	3,750	1,500	2,000	-	-	-
Vigas	15,000	23,400	-	47,813	36,525	17,500

Fonte: Autor (2017)

Tabela 3

Magnitude das cargas horizontais aplicadas sobre as superfícies dos pilares-parede

Pavimentos	MP3DL1 e MP3DSL1	MP3DL2 e MP3DSL2	MP3DL3 e MP3DSL3	MP3DL4 e MP3DSL4	MP3DL5 e MP3DSL5	MP3DL6 e MP3DSL6
	VENTO (kN/m ²)	VENTO (kN/m ²)	VENTO (kN/m ²)	VENTO (kN/m ²)	VENTO (kN/m ²)	VENTO (kN/m ²)
1° PAV	3,083	6,958	7,333	7,667	7,917	8,042
2° PAV	-	2,542	5,500	5,750	5,917	6,000
3° PAV	-	-	2,833	6,042	6,208	6,125
4° PAV	-	-	-	3,083	6,458	6,542
5° PAV	-	-	-	-	3,292	6,750
6° PAV	-	-	-	-	-	3,417

Fonte: Autor (2017)

Tabela 4

Fatores para redução das cargas na combinação ELS/CFREQ

Cargas	PP	PERM	ACID	VENT
Fator de multiplicação	1,00	1,00	0,30	0,30

Fonte: Autor (2017)

indicadas na Figura 8, partes (a) e (b), em cada pavimento dos modelos, estão apresentadas na Tabela 2, em que PP, PERM e ACID, significam cargas devidas ao peso próprio, cargas permanentes e cargas acidentais, respectivamente.

As cargas horizontais de vento possuem magnitude diferentes em cada pavimento e também variam com a quantidade de pavimentos do modelo. O carregamento horizontal é aplicado na direção do eixo X, sentido positivo, sobre as superfícies dos quatro pilares-parede indicadas na Figura 8, item (c). As magnitudes das cargas horizontais estão organizadas na Tabela 3. Ressalta-se que as cargas horizontais de vento são iguais para os modelos com lajes e sem lajes. A magnitude dessas cargas leva em consideração a Combinação de Estado Limite de Serviço Freqüente (ELS/FREQ), conforme Tabela 4, uma vez que os deslocamentos obtidos nas simulações no Abaqus® são comparados aos obtidos no CAD/TQS® com os modelos reticulados considerando-se a mesma combinação.

O procedimento das simulações em cada modelo é realizado como se segue: para cada coordenada apresentada na Tabela 5 são realizadas simulações nos modelos com lajes e sem lajes de 1 a 6 pavimentos e para cada simulação anotam-se os resultados de deslocamentos horizontais do pórtico na direção do eixo X no topo do eixo do pilar de maior deslocamento. O eixo do pilar-parede é representado pela coordenada 0,0 na Tabela 5 e coordenada 0,50 m a posição em que a face da viga alinha-se com a face do pilar-parede. Ilustra-se na Figura 9 a variação da excentricidade da viga em relação ao eixo do pilar-parede. Na parte (a), tem-se o eixo da viga alinhado ao eixo do pilar-parede. Na parte (b), tem-se o eixo em

uma posição intermediária, entre o eixo e a face do pilar-parede. E, por fim, na parte (c), tem-se o alinhamento das bordas da viga e do pilar-parede.

9. Análise comparativa dos modelos sem lajes e com lajes

Os resultados das simulações são os deslocamentos horizontais na direção e sentido positivo do eixo X (U_x) capturados no topo do

Tabela 5

Excentricidade do eixo da viga em relação ao eixo do pilar-parede em cada simulação

Simulation	e (m)
1	0,0
2	0,05
3	0,10
4	0,15
5	0,20
6	0,25
7	0,30
8	0,35
9	0,40
10	0,45
11	0,50

Fonte: Autor (2017)

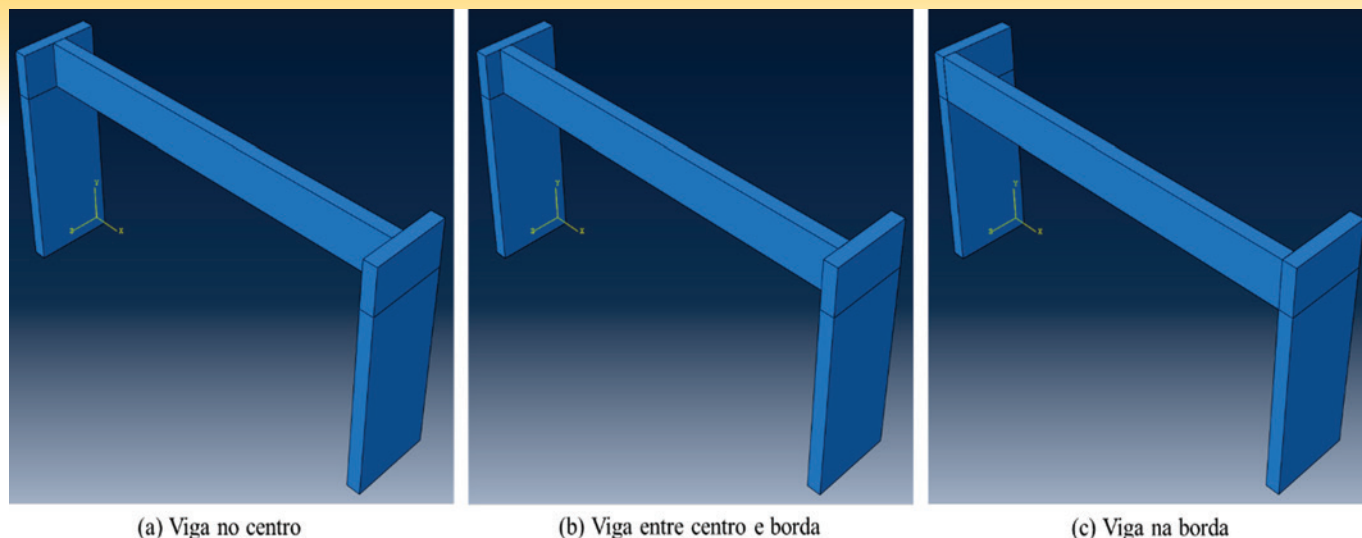


Figura 9
Ilustração da excentricidade das vigas em relação aos pilares-parede

eixo do pilar-parede de maior deslocamento de cada modelo. O procedimento adotado para as simulações implicou deslocamentos maiores sempre para o pilar-parede P1, indicado na Figura 7. Os dados obtidos nas simulações estão na sequência da Tabela 6 a Tabela 11, nas quais as siglas DPRDA e DPA, significam Diferen-

ça Percentual em Relação ao Deslocamento Anterior e Diferença Percentual Acumulada, respectivamente, e são calculadas conforme expressões seguintes:

$$K_{mola} = \frac{4EI_y}{L} \text{ REDMOL} \tag{3}$$

Tabela 6
Resultados das simulações dos modelos MP3DSL1 e MP3DL1

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL1			MFS3DSL1		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,00076	0,00%	0,00%	0,00051	0,00%	0,00%
2	0,05	0,00076	-0,12%	-0,12%	0,00052	0,23%	0,23%
3	0,10	0,00076	0,08%	-0,05%	0,00052	0,08%	0,31%
4	0,15	0,00077	0,31%	0,26%	0,00052	-0,11%	0,20%
5	0,20	0,00077	0,63%	0,90%	0,00051	-0,25%	-0,06%
6	0,25	0,00078	1,08%	1,98%	0,00051	-0,23%	-0,29%
7	0,30	0,00079	1,58%	3,60%	0,00051	-0,08%	-0,37%
8	0,35	0,00081	2,08%	5,75%	0,00051	0,11%	-0,26%
9	0,40	0,00083	2,56%	8,45%	0,00051	0,34%	0,08%
10	0,45	0,00085	3,01%	11,71%	0,00052	0,60%	0,68%
11	0,50	0,00088	3,20%	15,29%	0,00052	1,20%	1,89%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 7
Resultados das simulações dos modelos MP3DSL2 e MP3DL2

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL2			MFS3DSL2		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,00204	0,00%	0,00%	0,00154	0,00%	0,00%
2	0,05	0,00204	0,21%	0,21%	0,00155	0,43%	0,43%
3	0,10	0,00205	0,36%	0,57%	0,00156	0,53%	0,97%
4	0,15	0,00206	0,53%	1,10%	0,00157	0,63%	1,60%
5	0,20	0,00207	0,76%	1,87%	0,00158	0,75%	2,36%
6	0,25	0,00210	1,05%	2,94%	0,00159	0,94%	3,32%
7	0,30	0,00213	1,40%	4,38%	0,00161	1,18%	4,54%
8	0,35	0,00216	1,78%	6,24%	0,00163	1,46%	6,06%
9	0,40	0,00221	2,21%	8,59%	0,00166	1,77%	7,94%
10	0,45	0,00227	2,69%	11,51%	0,00170	2,13%	10,23%
11	0,50	0,00235	3,47%	15,38%	0,00174	2,78%	13,30%

Fonte: Autor (2017)

em que $U_{1,i}$ é o deslocamento da linha atual, deslocamento para a excentricidade atual da viga; $U_{1,i-1}$ é o deslocamento da linha anterior, deslocamento para a excentricidade anterior da viga e

$U_{1,1}$ é o deslocamento da linha inicial, deslocamento para a viga na posição inicial, sem excentricidade.

Em cada modelo analisado, verifica-se a influência da flexibilidade

Tabela 8

Resultados das simulações dos modelos MP3DSL3 e MP3DL3

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL3			MFS3DSL3		
		U_1 (m)	DPRDA	DPA	U_1 (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,00468	0,00%	0,00%	0,00360	0,00%	0,00%
2	0,05	0,00471	0,45%	0,45%	0,00363	0,66%	0,66%
3	0,10	0,00474	0,65%	1,09%	0,00366	0,85%	1,51%
4	0,15	0,00478	0,86%	1,96%	0,00370	1,04%	2,57%
5	0,20	0,00483	1,10%	3,09%	0,00374	1,25%	3,85%
6	0,25	0,00490	1,39%	4,52%	0,00380	1,48%	5,39%
7	0,30	0,00498	1,71%	6,31%	0,00386	1,77%	7,25%
8	0,35	0,00508	2,07%	8,51%	0,00394	2,06%	9,46%
9	0,40	0,00521	2,47%	11,19%	0,00404	2,41%	12,09%
10	0,45	0,00536	2,94%	14,46%	0,00415	2,79%	15,22%
11	0,50	0,00557	3,95%	18,99%	0,00430	3,54%	19,30%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 9

Resultados das simulações dos modelos MP3DSL4 e MP3DL4

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL4			MFS3DSL4		
		U_1 (m)	DPRDA	DPA	U_1 (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,00910	0,00%	0,00%	0,00700	0,00%	0,00%
2	0,05	0,00915	0,58%	0,58%	0,00706	0,81%	0,81%
3	0,10	0,00922	0,80%	1,38%	0,00713	1,05%	1,88%
4	0,15	0,00932	1,04%	2,43%	0,00722	1,28%	3,18%
5	0,20	0,00944	1,29%	3,76%	0,00733	1,53%	4,76%
6	0,25	0,00959	1,58%	5,40%	0,00746	1,79%	6,64%
7	0,30	0,00977	1,91%	7,41%	0,00762	2,09%	8,87%
8	0,35	0,00999	2,26%	9,84%	0,00780	2,40%	11,48%
9	0,40	0,01026	2,67%	12,78%	0,00802	2,77%	14,57%
10	0,45	0,01058	3,15%	16,33%	0,00827	3,16%	18,19%
11	0,50	0,01104	4,27%	21,30%	0,00860	3,98%	22,90%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 10

Resultados das simulações dos modelos MP3DSL5 e MP3DL5

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL5			MFS3DSSourceL5		
		U_1 (m)	DPRDA	DPA	U_1 (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,01542	0,00%	0,00%	0,01187	0,00%	0,00%
2	0,05	0,01552	0,66%	0,66%	0,01198	0,92%	0,92%
3	0,10	0,01566	0,89%	1,56%	0,01213	1,18%	2,11%
4	0,15	0,01584	1,14%	2,72%	0,01230	1,42%	3,57%
5	0,20	0,01606	1,41%	4,16%	0,01251	1,70%	5,33%
6	0,25	0,01633	1,70%	5,93%	0,01275	1,96%	7,40%
7	0,30	0,01666	2,02%	8,07%	0,01304	2,29%	9,86%
8	0,35	0,01706	2,39%	10,65%	0,01338	2,60%	12,71%
9	0,40	0,01754	2,80%	13,75%	0,01378	2,99%	16,08%
10	0,45	0,01812	3,29%	17,49%	0,01425	3,39%	20,01%
11	0,50	0,01892	4,46%	22,73%	0,01486	4,28%	25,14%

Fonte: Autor (2017)

Tabela 11

Resultados das simulações dos modelos MP3DSL6 e MP3DL6

Simulação	e (cm)	MFS3DWSL6			MFS3DSL6		
		U ₁ (m)	DPRDA	DPA	U ₁ (m)	DPRDA	DPA
1	0,0	0,02349	0,00%	0,00%	0,01800	0,00%	0,00%
2	0,05	0,02366	0,71%	0,71%	0,01818	0,99%	0,99%
3	0,10	0,02389	0,96%	1,68%	0,01841	1,26%	2,27%
4	0,15	0,02418	1,21%	2,91%	0,01869	1,52%	3,82%
5	0,20	0,02454	1,48%	4,44%	0,01902	1,80%	5,69%
6	0,25	0,02497	1,78%	6,30%	0,01942	2,08%	7,89%
7	0,30	0,02550	2,11%	8,53%	0,01988	2,40%	10,48%
8	0,35	0,02613	2,47%	11,22%	0,02042	2,72%	13,49%
9	0,40	0,02688	2,89%	14,43%	0,02106	3,11%	17,02%
10	0,45	0,02779	3,39%	18,30%	0,02180	3,52%	21,13%
11	0,50	0,02907	4,58%	23,72%	0,02276	4,39%	26,45%

Fonte: Autor (2017)

gerada pela excentricidade da viga nos deslocamentos horizontais. Das Tabela 6 a Tabela 11, observa-se nas colunas referentes às DPAs o percentual de crescimento dos deslocamentos à medida que a viga se torna mais excêntrica em relação a sua posição inicial. O crescimento dos deslocamentos se intensifica quanto maior a quantidade de pavimentos do modelo. As diferenças entre U₁ medido com a viga na posição inicial e = 0,0 e na posição final e = 0,50 m saem de 15,29%/1,89% (sem laje/com laje) nos modelos com 1 pavimento e chegam a 23,72%/26,45% (sem laje/com laje) nos modelos com 6 pavimentos.

Os gráfico das Figuras 10 e Figura 11 apresentam as curvas de crescimento dos deslocamentos obtidos para os 6 modelos sem lajes e 6 modelos com lajes. Ressalta-se que o crescimento não é linear e se intensifica a medida que a posição da viga se aproxima da borda do pilar-parede.

Os deslocamentos aumentam de maneira não linear quando comparados ao deslocamento da simulação anterior. Observa-se que as colunas referentes a DPRDA da Tabela 6 a Tabela 11 contém

valores mais elevados nas simulações finais, implicando em aumentos de deslocamentos mais elevados quando as excentricidades das vigas se aproximam das bordas dos pilares-parede.

A inclusão das lajes contribuem de forma relevante para o enrijecimento dos modelos, aumentando a rigidez das vigas, constituindo vigas em forma de “L” invertido. A redução dos deslocamentos horizontais no topo do eixo dos pilares-parede é significativa, como se observa na sequência da Tabela 6 a Tabela 11. Os deslocamentos absolutos U₁ são sempre inferiores para os modelos com lajes, indicando que os modelos sem lajes são menos rígidos que os modelos com lajes.

O sistema de contraventamento nos modelos com lajes é mais robusto, pois conta com a rigidez a flexão da laje, que embora pequena quando comparada às rigidezes das vigas e pilares, contribui bastante para a estabilidade dos modelos nas simulações realizadas. Goulart [18] constatou a significativa contribuição das lajes para a estabilidade das edificações, conseguindo reduzir o coeficiente γ_z significativamente quando a contribuição das lajes é

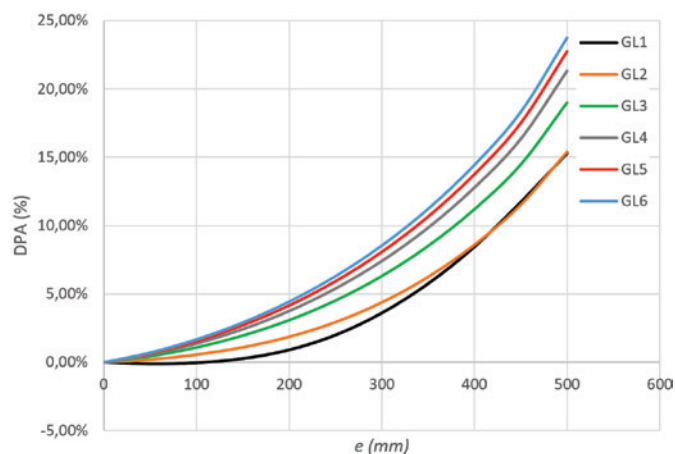


Figura 10
Curvas das diferenças percentuais acumuladas das 11 simulações dos modelos MP3DSL1 a MP3DSL6

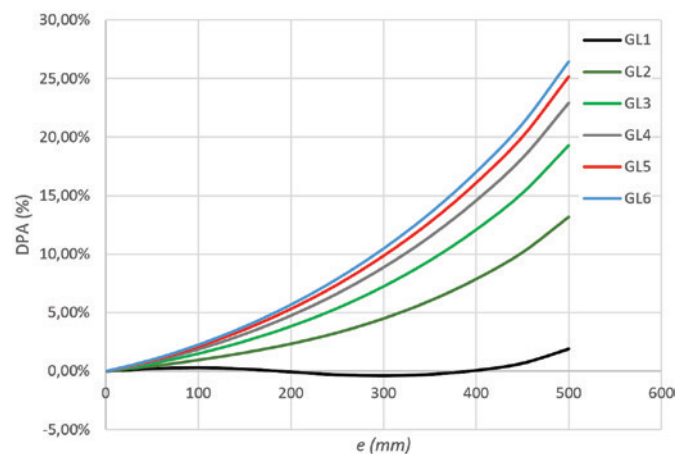


Figura 11
Curvas das diferenças percentuais acumuladas das 11 simulações dos modelos MP3DL1 a MP3DL6

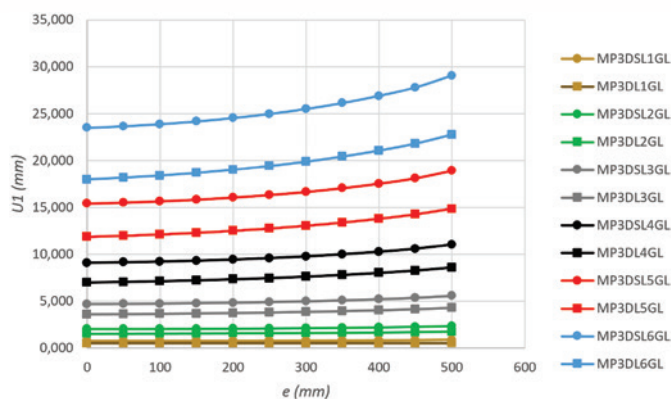


Figura 12
Deslocamentos de todos os modelos

considerada, mesmo com a redução da rigidez para consideração da não linearidade física.

No gráfico da Figura 12 tem-se as curvas dos deslocamentos dos modelos com e sem lajes de 1 a 6 pavimentos. Com isso, é pos-

sível constatar que, comparando-se os modelos com mesmo número de pavimentos, os deslocamentos dos modelos sem lajes se afastam mais intensamente para modelos com números mais elevados de pavimentos.

A Tabela 12 agrupa os dados das reduções dos deslocamentos quando as lajes são inseridas nos modelos. Nesta tabela, compara-se, para cada excentricidade da viga, o Percentual de Redução (PR) dos deslocamentos dos modelos com lajes em relação aos modelos sem lajes. Observa-se que as reduções são maiores para modelos com menos pavimentos, reduzindo gradativamente com o aumento dos pavimentos dos modelos.

Outro resultado importante retirado dos dados da Tabela 12 é tendência de menores reduções de deslocamentos quando a excentricidade da viga aumenta em relação ao eixo do pilar-parede, reforçando a ideia da influência da instabilidade gerada pela excentricidade da viga. Observa-se, por exemplo, nos modelos com 6 pavimentos, que o PR para a viga com excentricidade $e = 0$ é 23,4% e reduz a 21,7% para a excentricidade final da viga $e = 0,50$ m.

Além disso, verifica-se uma tendência dos deslocamentos sempre aumentarem à medida que o número de pavimentos dos modelos

Tabela 12

Percentual de redução dos deslocamentos dos modelos com lajes em relação aos modelos sem lajes

e (m)	PR (%)					
	1PAV	2PAV	3PAV	4PAV	5PAV	6PAV
0,0	32,6	24,3	23,1	23,1	23,0	23,4
0,05	32,4	24,1	22,9	22,9	22,8	23,2
0,10	32,4	24,0	22,8	22,7	22,6	23,0
0,15	32,7	23,9	22,6	22,5	22,4	22,7
0,20	33,3	23,9	22,5	22,3	22,1	22,5
0,25	34,1	24,0	22,5	22,2	21,9	22,2
0,30	35,2	24,2	22,4	22,0	21,7	22,0
0,35	36,4	24,4	22,4	21,9	21,6	21,8
0,40	37,8	24,8	22,5	21,8	21,4	21,7
0,45	39,3	25,2	22,6	21,8	21,3	21,6
0,50	40,4	25,7	22,9	22,0	21,5	21,7

Fonte: Autor (2017)

Tabela 13

Relação entre os deslocamentos dos modelos sem lajes com i+1 pavimentos e i pavimentos

e (m)	$\frac{U_{1,2}}{U_{1,1}}$	$\frac{U_{1,3}}{U_{1,2}}$	$\frac{U_{1,4}}{U_{1,3}}$	$\frac{U_{1,5}}{U_{1,4}}$	$\frac{U_{1,6}}{U_{1,5}}$
0,0	2,67	2,30	1,94	1,69	1,52
0,05	2,68	2,31	1,94	1,70	1,52
0,10	2,69	2,31	1,95	1,70	1,53
0,15	2,69	2,32	1,95	1,70	1,53
0,20	2,69	2,33	1,95	1,70	1,53
0,25	2,69	2,34	1,96	1,70	1,53
0,30	2,69	2,34	1,96	1,71	1,53
0,35	2,68	2,35	1,97	1,71	1,53
0,40	2,67	2,36	1,97	1,71	1,53
0,45	2,66	2,36	1,97	1,71	1,53
0,50	2,67	2,37	1,98	1,72	1,54

Fonte: Autor (2017)

Tabela 14

Valores de α , γ_z e LEPMOL para o modelo MP3DSL6

e (m)	Análises geometricamente lineares				
	$U_{1,A}$ (m)	LEPMOL	$U_{1,T}$ (m)	α	γ_z
0,0	0,0235	6,00	0,0245	0,651	1,102
0,05	0,0237	6,00	0,0245	0,649	1,102
0,10	0,0239	6,00	0,0245	0,651	1,102
0,15	0,0242	6,00	0,0245	0,651	1,102
0,20	0,0245	6,00	0,0245	0,651	1,102
0,25	0,0250	5,85	0,0250	0,654	1,103
0,30	0,0255	5,60	0,0255	0,659	1,105
0,35	0,0261	5,35	0,0261	0,664	1,106
0,40	0,0269	5,01	0,0269	0,672	1,109
0,45	0,0278	4,70	0,0278	0,680	1,112
0,50	0,0291	4,30	0,0291	0,691	1,116

Fonte: Autor (2017)

umenta, no entanto, o aumento do deslocamento é decrescente, ou seja, a relação entre o deslocamento do modelo com número $i+1$ de pavimentos e o deslocamento do modelo com número i de pavimentos decresce com o aumento do número de pavimentos, conforme Tabela 13. Ressalta-se que os deslocamentos utilizados para esta verificação são dos modelos sem lajes, mas que o mesmo padrão ocorre para os modelos com lajes. Mais uma vez, percebe-se o efeito da instabilidade gerada pela excentricidade da viga, pois a relação U_{i+1}/U_i é maior quando a viga é mais excêntrica, indicando decréscimo mais lento para as posições mais excêntricas da viga.

10. Parâmetro α , coeficiente γ_z e critérios de flexibilização do pórtico TQS©

Os parâmetros de estabilidade são obtidos com o auxílio do software TQS© UNIPRO12 VERSÃO 19.10 considerando o modelo IV, no qual apenas vigas e pilares contribuem para rigidez do mo-

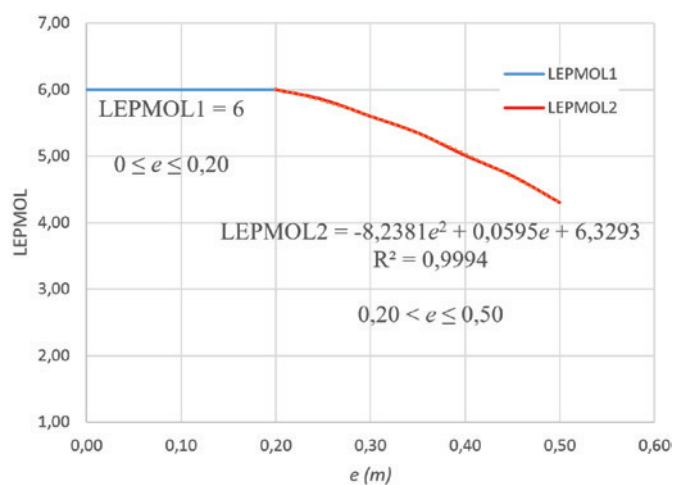


Figura 13

Curva de LEPMOL em função da excentricidade da viga

delo reticulado. Os parâmetros de estabilidade são anotados após calibragem dos critérios de flexibilização LEPMOL e REDMOL do TQS© utilizando os resultados do Abaqus©. LEPMOL e REDMOL, em separado, são modificados até os deslocamentos no TQS© igualarem aos deslocamentos obtidos com o Abaqus©. O modelo utilizado para calibragem do LEPMOL e REDMOL é o modelo MP3DSL6 com simulações GLs, pelo fato da maior quantidade de pavimentos e também por possuir apenas pilares e vigas contribuindo para a rigidez, semelhante ao modelo IV do TQS©.

Os critérios de flexibilização das ligações entre vigas e pilares, LEPMOL e REDMOL, estão ligados ao momento de inércia do pilar que realmente contribui para a rigidez da ligação e um fator que reduz a rigidez da mola que representa a ligação viga-pilar, respectivamente, conforme já apresentado na Figura 5.

Diante do exposto, apresenta-se na Tabela 14 os valores obtidos de LEPMOL para cada excentricidade da viga no modelo MP3DSL6 com análises geometricamente lineares. Tem-se ainda, na mesma tabela, os valores de α e γ_z anotados para cada calibragem de LEPMOL. Os valores de LEPMOL são obtidos mantendo-se todos os demais critérios do TQS© invariáveis, inclusive REDMOL, que é mantido com valor fixo de 1,0. $U_{1,A}$ e $U_{1,T}$ significam, respectivamente, deslocamentos horizontais obtidos no Abaqus© e deslocamentos horizontais obtidos no TQS©.

De acordo com a Tabela 14, a calibragem de LEPMOL não é suficiente para igualar os deslocamentos do TQS© aos do Abaqus© nas primeiras excentricidades da viga. Nota-se que mesmo utilizando o valor máximo para LEPMOL, que é de 6 vezes a largura da viga (igual à largura do pilar-parede), o deslocamento mínimo no TQS© é de 0,0245 m.

Utilizando os dados da Tabela 14, construiu-se o gráfico da Figura 13, referente à curva de LEPMOL. O gráfico é composto por dois trechos: o primeiro é constante e recebe a denominação de LEPMOL1 e o segundo recebe a denominação de LEPMOL2. Há também uma equação estimativa de LEPMOL para cada trecho em função da excentricidade da viga. Ressalta-se que a equação é um ajuste obtido no software Excel 2013 com aproximação satisfatória, como sugere o coeficiente R^2 , indicando que a curva do ajuste se aproxima da curva real quando seu valor se aproxima de 1,0.

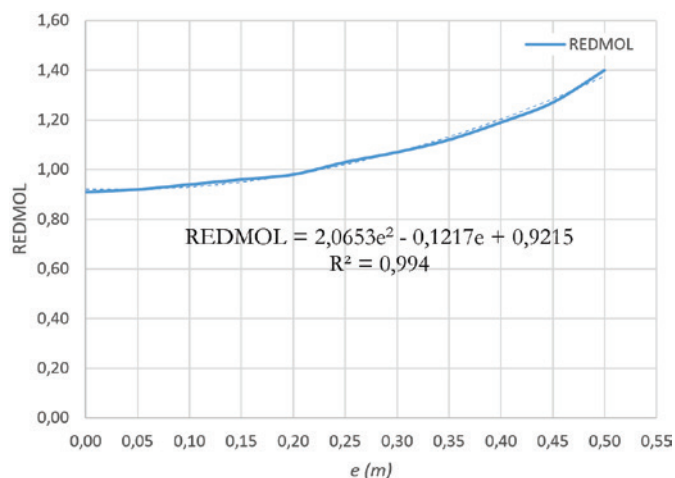


Figura 14
Curva de REDMOL em função da excentricidade da viga

O critério de flexibilização REDMOL também é calibrado para cada excentricidade da viga. REDMOL é obtido considerando-se o valor de LEPMOL que utilizasse toda a seção do pilar, LEPMOL igual a 6, e os demais critérios do TQS© invariáveis. Apresentam-se na Tabela 15 os valores de REDMOL, α e γ_z obtidos para o modelo MP3DSL6 com simulações GLs.

No gráfico da Figura 14, tem-se a curva de REDMOL e uma equação equivalente, obtida também no Excel 2013 por meio um ajuste de um polinômio do segundo grau.

O decréscimo da equação de LEPMOL indica que seus valores tendem a diminuir à medida que os deslocamentos crescem. Dessa forma, a tendência é que para pórticos com mais pavimentos se encontrem valores ainda menores para este critério. Já os valores de REDMOL crescem com o crescimento dos deslocamentos, indicando uma tendência de crescimento para pórticos com maiores números de pavimentos.

Outra observação importante a respeito de LEPMOL é que ele

influencia apenas a rigidez da ligação, não reduzindo a inércia da barra que representa o pilar no pórtico, ou seja, é considerada a rigidez integral da seção transversal do pilar no modelo reticulado do TQS©. A seção do pilar é modificada por LEPMOL apenas para ponderação da rigidez da “mola”.

As equações de LEPMOL e REDMOL são aproximações e possuem diversas limitações, pois os deslocamentos e estabilidade do modelo no TQS© dependem de vários outros critérios que podem ser calibrados para uma representação mais real da estrutura.

Os parâmetros de estabilidade para o modelo analisado estão nas Tabela 14 e Tabela 15, para calibragem de LEPMOL e REDMOL, respectivamente. O parâmetro α é sempre superior ao valor de referência para estruturas contraventadas por pórticos de pilares paredes, que é $\alpha = 0,6$. Este parâmetro indica que a estrutura é sempre de nós móveis, para qualquer excentricidade da viga no modelo considerado (MP3DSL6).

Já o parâmetro γ_z indica estrutura de nós móveis para qualquer excentricidade da viga quando a calibragem é realizada para LEPMOL. Ao se calibrar o critério REDMOL, γ_z apresenta, para as excentricidades iniciais, valores abaixo do limite para estruturas de nós móveis, valores abaixo de 1,10. A partir da excentricidade $e = 0,15$ m os valores de γ_z , superiores a 1,10, já indicam que a estrutura é de nós móveis.

11. Conclusões

Neste trabalho avaliou-se a estabilidade global de modelos estruturais de concreto considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede verificando-se os parâmetros de estabilidade normativos e deslocamentos de estruturas reticuladas. As análises de estabilidade e deslocamentos foram realizadas em modelos geométricos e fornecem um indicativo da influência da excentricidade da ligação viga-pilar parede na estabilidade desses modelos.

Nas simulações dos modelos idealizados neste trabalho, alguns compostos por pilares-parade e vigas e outros por pilares-parade, vigas e lajes, variaram-se as excentricidades das ligações vigas-pilares parede buscando determinar sua influência na estabilidade. Foram capturados os deslocamentos no topo dos pilares-parade,

Tabela 15
Valores de α , γ_z e REDMOL para o modelo MP3DSL6

e (m)	Análises geometricamente não lineares				
	$U_{1,A}$ (m)	REDMOL	$U_{1,T}$ (m)	α	γ_z
0,00	0,0235	0,91	0,0235	0,641	1,099
0,05	0,0237	0,92	0,0237	0,642	1,100
0,10	0,0239	0,94	0,0239	0,644	1,100
0,15	0,0242	0,96	0,0242	0,647	1,101
0,20	0,0245	0,98	0,0245	0,649	1,102
0,25	0,0250	1,03	0,0250	0,654	1,103
0,30	0,0255	1,07	0,0255	0,658	1,105
0,35	0,0261	1,12	0,0261	0,664	1,106
0,40	0,0269	1,19	0,0269	0,671	1,109
0,45	0,0278	1,27	0,0278	0,679	1,112
0,50	0,0291	1,40	0,0291	0,692	1,116

Fonte: Autor (2017)

tomando como referência o eixo longitudinal, em cada modelo para cada excentricidade da viga.

Os deslocamentos horizontais obtidos demonstram que a excentricidade da viga em relação ao eixo do pilar-parede tem efeito considerável na rigidez da ligação e consequentemente na estabilidade global, pois os deslocamentos crescem à medida que a excentricidade da ligação aumenta. A diferença de deslocamentos obtidos com a ligação viga-pilar parede centralizada e a ligação mais extrema no pilar é significativa, chegando 26,45% no modelo MP3DL6. Outro fator importante é que os deslocamentos crescem mais rapidamente para excentricidades da ligação próximas da extremidade do pilar-parede.

Os modelos com a presença da laje mostraram-se mais rígidos que os modelos compostos apenas por pilares-parede e vigas. O percentual de redução dos deslocamentos dos modelos com lajes em relação aos modelos sem lajes é significativo, chegando a 21,7% entre os modelos de 6 pavimentos. Nota-se também que a redução decresce com o aumento da excentricidade e com o aumento do número de pavimentos dos modelos.

A análises dos critérios de flexibilização do pórtico espacial do TQS® resultaram informações importantes. O LPMOL tende a ser reduzido, implicando à redução da rigidez da ligação, para posições mais excêntricas das vigas e modelos com maior número de pavimentos, uma vez que os deslocamentos crescem com o aumento do número de pavimentos. Já o REDMOL tende a aumentar com o crescimento dos deslocamentos, indicando também uma redução da rigidez da ligação viga-pilar parede para modelos com maior número de pavimentos e para posições mais excêntricas das vigas.

Os parâmetros de estabilidade avaliados nos modelos analisados se mantiveram dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118/2014. Os valores dos parâmetros, de uma forma geral, indicaram que o modelo avaliado é classificado como estrutura de nós móveis.

Por fim, ressalta-se que os resultados obtidos neste trabalho têm capacidade para auxiliar nas considerações de estabilidade global de estruturas constituídas por pilares-parede de seção simples. Fornece também indicativos sobre a consideração dos critérios de flexibilização do pórtico TQS®, LPMOL e REDMOL, quando as estruturas possuem ligações excêntricas de vigas com pilares-parede. Salienta-se que os resultados apresentados neste trabalho são de modelos simples e considerando condições simplificadas de aplicação de cargas e de disposição dos pilares em planta.

12. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro.

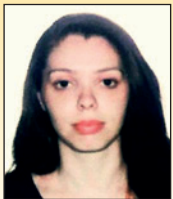
13. Referências

- [1] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Sinopse do censo demográfico 2010. Disponível em: <http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=8> Acessado em: 15/09/2016.
- [2] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos, 1992, Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 223p.
- [3] ZUMAETA MONCAYO, W. J. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado, 2011, Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 221 p.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado. - NBR 6118, Rio de Janeiro – RJ, 2014.
- [5] BUENO, M. M. E. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado, 2009, Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília - DF, 105p.
- [6] ARAÚJO, T. J. F. Estudo da ligação viga-pilar em sistema estrutural de concreto considerando a variação da semi-rigidez por meio de parâmetros geométricos da ligação, 2013, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió-AL, 111p.
- [7] PASCUAL, C. A. Q. Parâmetros característicos para a definição de um modelo estático: “pilar de pórtico” ou “pilar-parede”, 1987, Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 228p.
- [8] DINIZ, C. W. S. Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga-pilar parede, 2017, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió – AL, 128p.
- [9] FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v.8, n.2, 2015; p. 196 - 224.
- [10] WORDELL, F. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos, 2003, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 94p.
- [11] LIMA, J. S. Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas, 2001, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 249p.
- [12] PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado, 1997, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 128p.
- [13] CARMO, R. M. S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado, 1995, Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 135 p.
- [14] PINTO, R. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. Revista Ibracon de Estruturas. v.1, n.2, 2005, p. 145 - 165.
- [15] VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Análise de estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente γ_z . Revista Ibracon de Estruturas. v.10, n.5, 2017, p. 1113 - 1140.
- [16] PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C.; AZEVEDO,

- M. S. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. *Revista Ibracon de Estruturas*. v.9, n.2, 2016, p. 244 - 262.
- [17] PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, 2002, n.19, p. 171 - 206.
- [18] TQS INFORMÁTICA (2018). Manual do usuário: dominando os sistemas CAD/TQS – análise estrutural. TQS Informática, v.3, São Paulo, 2018.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro – RJ, 1980.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. - NBR 6123, Rio de Janeiro – RJ, 1988.
- [21] CORRÊA, M. R. S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios, 1991, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo – SP, 331p.
- [22] GOULART, M. S. S. Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios, 2008, Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 115p.

Flexural behavior of hybrid GFRP – concrete railway sleepers

Comportamento à flexão de dormentes ferroviários híbridos de GFRP – concreto



A. C. L. DE AZEVEDO ^a
carolopesazevedo@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-3777-8241>

A. M. A. J. TEXEIRA ^a
anam@ime.eb.br
<https://orcid.org/0000-0003-3762-7192>

L. A. V. CARNEIRO ^b
luizcarneiro@id.uff.br
<https://orcid.org/0000-0001-7036-2048>

Abstract

This paper aims to present the flexural behavior of hybrid GFRP (glass fiber reinforced polymer) concrete beams as sleepers to railway application. It was tried to obtain sleepers with adequate mechanical resistance, not susceptible to corrosion, durable and lighter than the sleepers in prestressed concrete. Pultruded fiberglass and polyester resin profiles were filled with high strength concrete and polyolefin fiber in the following proportions by volume: 1% and 2.5%. The beams were 1.06 meters long and had a 76 mm x 76 mm x 6 mm cross section, corresponding to a reduced model in a 1 : 2.64 scale of a 2.80 meters long sleeper. In the bending tests, the load was applied at the center of the sleeper, as provided in the Brazilian standard NBR 11709 (2015) and American standard AREMA (2016). During the tests the applied load, the vertical deflection and the longitudinal tensile and compression deformations were measured in the center of the span. The influence of fiber addition on the strength, rupture mode and flexural modulus of elasticity of the hybrid beams was analyzed. Finally, the hybrid sleeper performance was compared to that of the prestressed concrete monoblock sleeper. The results obtained were satisfactory, indicating that the proposed hybrid sleeper is a constructively and technically feasible alternative.

Keywords: sleeper, concrete, GRFP, polyolefin fiber, experimental analysis.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo apresentar o comportamento à flexão de vigas híbridas de GFRP (glass fiber reinforced polymer – polímero reforçado com fibra de vidro) e concreto para aplicação em dormentes ferroviários. Pretendeu-se obter dormentes com adequada resistência mecânica, não susceptíveis à corrosão, duráveis e mais leves que os dormentes em concreto protendido. Foram estudados perfis pultrudados de fibra de vidro e resina de poliéster, preenchidos com concreto de alta resistência e fibras de poliolefina nas seguintes proporções em volume: 1% e 2,5%. As vigas tinham 1,06 metros de comprimento e seção transversal de 76 mm x 76 mm x 6,2 mm, correspondendo a um modelo reduzido em escala 1 : 2,64 de um dormente de 2,80 metros de comprimento. Nos ensaios de flexão, a carga foi aplicada no centro do dormente, conforme previsto nas normas ABNT NBR 11709 (2015) e AREMA (2016). Durante os ensaios foram medidas a carga aplicada, a flecha e as deformações longitudinais de tração e compressão no centro do vão. Foi analisada a influência da adição de fibras na capacidade resistente, no modo de ruptura e no módulo de elasticidade à flexão das vigas híbridas. Por fim, o desempenho do dormente híbrido foi comparado ao do dormente monobloco em concreto protendido. Os resultados obtidos foram satisfatórios, indicando que o dormente híbrido proposto é uma alternativa viável construtivamente e tecnicamente.

Palavras-chave: dormente, concreto, GFRP, fibra de poliolefina, análise experimental.

^a Instituto Militar de Engenharia, Seção de Engenharia de Fortificação e Construção, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;
^b Universidade Federal Fluminense, Departamento de Engenharia Civil, Niterói, RJ, Brasil.

1. Introduction

The sleepers are elements that are positioned at the transverse direction of the axis of the pathway, on which the rails are placed. With the fixture system, they constitute the union element between the ballast and the rail, forming with this the structure of the pathway. The dimensions of the sleeper vary according with the use and the track gauge. The known track gauges are: the broad gauge with 1.60 meters, more used in Brazil, the standard gauge with 1.435 meters and the narrow gauge with 1.00 meter, as shown in Figure 1 (Planeta Ferrovia [1]).

First railways adopted sleepers made of wood (see Figure 2), because this is a material with high mechanical strength and flexibility, which results in a great capacity to withstand the vibrations from the dynamic actions acting on the permanent track (Bastos [2]). Over the years, however, there were disadvantages in the use of wood sleepers, such as: scarcity of noble wood and high need for wood replacement due to time and biological agents, leading to the need to search new technologies. From the Second World War, the countries of Europe, mainly England, France and Germany, began to replace the wooden sleepers by the concrete sleepers (Bastos [2]).

Concrete sleepers can be classified as mono-block or bi-block elements as shown in Figure 3. Bi-block sleepers are reinforced

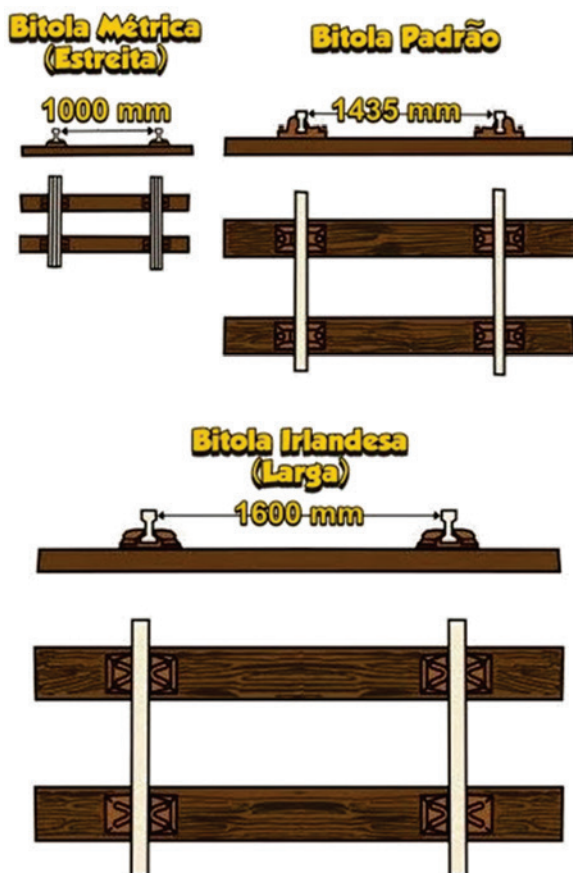


Figure 1
Most used railway gauge, Revista Ferroviária [1]

concrete elements interconnected by a metallic profile. The mono-block sleepers are of prestressed concrete because, in general, the tests carried out with reinforced concrete sleepers led to unsatisfactory results. An exception is the reinforced concrete mono-block sleeper designed by Eternit, in Italy, which used cement with asbestos fibers (Bastos [2]). Mono-block sleepers resist higher loads than the bi-block sleepers and have high durability to time and biological agents. However, they are very robust and heavy, usually more than 400 kg mass. Therefore, it is necessary to use heavy machinery for the transportation and installation of these sleepers. Besides, the construction and the demobilization costs of sleeper factory near the railway site are quite high.

The steel sleepers have longer service life than the wood sleepers, high mechanical resistance and are lightweight (around 70 kg mass) (Trindade [3]). According to DNIT [4], the steel sleepers are easy to settle, but their lightweight is inconvenient for heavy traffic lines. The steel sleepers also have low corrosion resistance, requiring proper treatment for its mitigation. They are also electrical conductors, requiring the installation of insulation in the rail/sleeper interface.

This work presents and analyzes test results of pultruded glass fiber reinforced polymer (GFRP) sleepers filled with concrete, without or with polyolefin fibers addition to the mass, in a reduced model with 1.06 meters length. The authors also extrapolate the experimental results for a prototype of 2.80 meters length and compared their resistance capacity and their weight with that of a mono-block prestressed concrete sleeper, usually adopted in Brazilian railways.

The association between concrete and pultruded glass fiber polymer profile aims to reduce or even eliminate the main problems of the railway sleepers, which are: the high weight in the case of sleepers in concrete, corrosion susceptibility in the case of steel sleepers and low resistance to biological agents in the case of wood sleepers. The addition of polyolefin fibers to the concrete is intended to increase the resistance to the traction and to delay the opening of cracks. Polyolefin fiber is not subject to corrosion



Figure 2
Wood sleeper, Mundo dos Trilhos [20]

and is lighter than steel fiber, whose addition to concrete is already widespread worldwide.

Research found in the literature on the Association of Concrete to the Pultruded profile of fiberglass and resin for application in beams and research on the addition of polyolefin fibers to the concrete are presented below.

2. Theoretical reference

2.1 Fiber reinforced polymer

The fiber reinforced polymer is a composite material formed by combining two materials, one being the reinforcement in synthetic fibers and the other the polymer matrix. The combination of materials enables the composite to achieve properties that individually the materials would not reach. (Gibson [5])

The main synthetic fibers are glass, carbon and aramid. The glass fibers are the cheapest and therefore the most used fibers in the manufacture of composite materials. There are several processes of manufacturing composite materials among which stands out the pultrusion. Such process gives the product distinct characteristics, therefore, the quantity and orientation of the fibers have influence on the physical and mechanical properties of the composite material and its production cost. The pultrusion enables the fabrication of constant cross-section profiles. It consists of the “pulling” of resin-impregnated fibers, through a heated metallic mold, producing profiles with high mechanical properties in the direction of the fibers, at a low cost and immune to corrosion.

2.2 Association between pultruded profiles and concrete for application in beams

Studies proposing the association between pultruded profiles and concrete for application in beams were recently published

and come arousing the interest of researchers and companies. Ferdous *et al.* [6] investigated the feasibility of applying a hybrid beam of pultruded GFRP and geopolymeric concrete as sleepers for railways. The compressive characteristic strength of the geopolymeric concrete and the Portland cement concrete were, respectively, 40 MPa and 57 MPa. The square tubular profiles had dimensions of 190 mm x 100 mm x 10 mm x 2000 mm long. The experimental and computer simulation results obtained showed that the rupture of the hybrid beam occurred due to the crushing of the concrete in the compressed region. The vertical displacement results and the pressure on the ballast of the sleeper were similar to those obtained in traditional wood sleepers, which increases the possibility of acceptance of this type of sleeper in light rail transport.

Muttashar *et al.* [7] also studied the influence of the concrete on the bending of hybrid beams formed by concrete-filled pultruded GFRP square tubes. The GFRP profiles had dimensions of 125 mm x 125 mm x 6.5 mm x 2000 mm long filled with concretes with average compressive strength of 10 MPa, 37.5 MPa and 43.5 MPa. They verified that the concrete-filled profiles resisted a load 100% to 140% higher than the hollow profiles and had a 25% increase in rigidity. The increase in the compression strength of concretes (from 10 MPa to 43.5 MPa) increased the failure load by 19% and practically did not change the flexural stiffness of the beam.

Muttashar *et al.* [8] studied the bending behavior of multicellular pultruded GFRP beams filled partially with concrete. For this, they glued GFRP square tubes with dimensions of 125 mm x 125 mm x 6.5 mm with epoxy adhesives, forming beams with one to four cells, with lengths of 2000 mm (single-cell), 2750 mm (two cells), 3700 mm (three cells) and 5000 mm (four cells). The authors used concretes with compression resistances of 15 MPa and 32 MPa to fill the upper cell of the multicellular beams. The beams were tested in bending and their behaviors were compared to those of hollow beams. The results showed an increase of up to 27% in the resistance of the multicellular beams when compared to the beams



(a)



(b)

Figure 3

Pathway: (a) mono-block sleeper, PANDROL [21] e (b) bi-block sleeper, Revista Ferroviária [1]

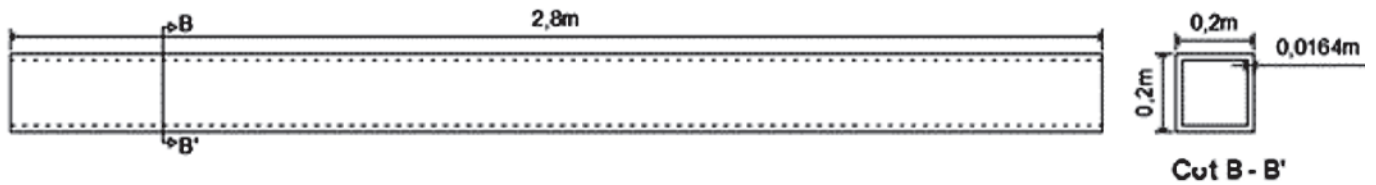


Figure 4
Longitudinal view and cross section of the prototype GFRP (Author)

of a single cell. The filling of the upper cell of the beams with concrete increased the load capacity and the stiffness of the beams. The multicellular GFRP beams filled with concrete in the upper cell failed with 38% to 80% higher load and presented 10% to 22% higher stiffness than the corresponding hollow multicellular beams. The increase in the concrete compression strength of the beams, from 15 MPa to 32 MPa, resulted in an increase of up to 14% in the failure load.

2.3 Addition of polyolefin fiber to concrete

Gaspar, Carneiro and Teixeira [9] studied the addition of steel fiber and polyolefin fiber in concretes subjected to ballistic impact. The authors tested 28 square plates with dimensions of 300 mm x 150 mm. 14 plates were molded with conventional concrete resistance and 14 other plates were molded with high-strength concrete. The volumetric contents of fibers were 0%, 0.5%, 1.0% and 1.5%. For the ballistic test 7.62 mm caliber projectiles were used to check the shielding capacity and the level of damage on each concrete plate. The results indicated that the addition of steel fibers and polyolefin fibers favored the increase of the initial concrete compressive strength, the shielding capacity and the reduction of damage caused by the impact.

Alberti *et al.* [10] and Alberti *et al.* [11] studied the difference in the orientation and density of polyolefin fibers added to the mechanical vibrated concrete and self-consolidating concrete. Fibers with 60 mm and 48 mm long were added to the concrete in the proportion of 9 kg/m³, which is equivalent to 1.0% in volume. Samples with dimensions of 150 mm x 150 mm x 600 mm were molded and tested in bending. The concrete characteristic compressive strength varied from 32.9 MPa to 39.3 MPa. The self-consolidating concrete samples presented more uniform distribution of the fibers, as well as the samples with fibers of 48 mm long showed better orientations. The authors concluded that polyolefin fibers can meet the requirements of the standards, contributing in reducing the post-pick load cracking of the structural element. They also verified that while the length of the fiber, the type of concrete and the sample dimensions influence the fracture surface, the positioning and orientation of the fibers throughout the piece can be quite relevant on the performance of the structural element.

3. Materials and methods

3.1 Sleeper design

The design of a sleeper must meet the requirements of the technical

standards. The specific Brazilian standard for concrete sleepers is the ABNT NBR 11709 [12]. ABNTs design methodology [12] it's very similar to AREMA [13]. This is because the characteristics of the Brazilian pathways, with regard to the type of transport and the quality of maintenance, are similar to the American pathways. The design methodology of ERRI, described in CEN (1996), leads to lighter and less resistant sleepers than the sleepers designed according to the American standard. (Bastos [2])

3.2 Sleeper prototype design

The sleeper prototype is composed of a pultruded GFRP square tube filled with concrete with average compressive strength of 73 MPa. Considering the dimensions of the shoulder pads of the prestressed concrete sleeper, profiles with 200 mm x 200 mm x 16.4 mm was chosen, as presented in Figure 4. The length of 2.80 meters is usual for prestressed concrete sleeper in Brazil, so it was adopted in this project. Figure 5 shows the schematic design of the GFRP /concrete hybrid sleeper. It should be emphasized that, according to ABNT NBR 11709 [12], the concrete characteristic compressive strength of sleepers may not be less than 45 MPa. GFRP present high tensile strength in the direction of the fibers and low specific weight. The GFRP filled with concrete aims to increase the stiffness and the resistance to bending and shear of the beam. Therefore, the association between the GFRP and concrete can be a good alternative to obtain mono-block

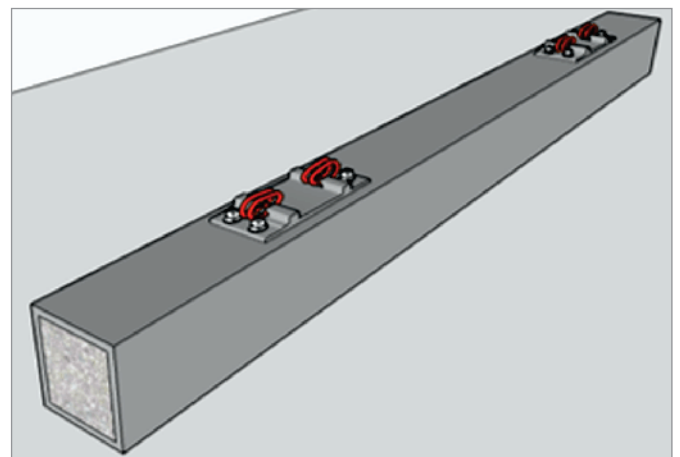


Figure 5
Schematic drawing of GFRP/concrete hybrid sleeper (Author)

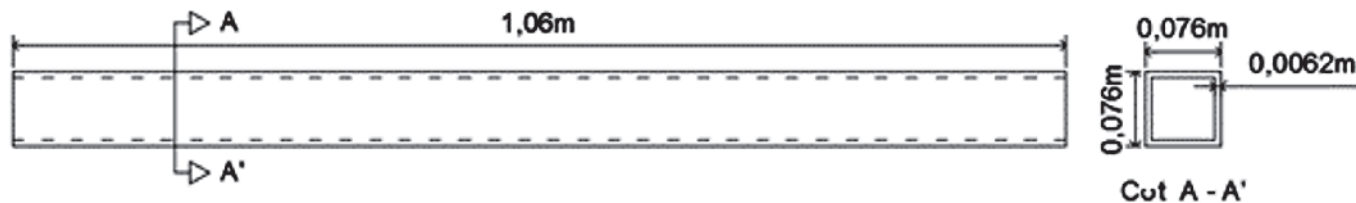


Figure 6
Longitudinal view and cross section of the GFRP profile of the reduced model (Author)

sleepers lighter than the prestressed concrete mono-block sleepers. The GFRP square tubes are usually manufactured and traded in the Brazilian market, but with transverse section dimensions smaller than 200 mm x 200 mm. Therefore, it was decided to study a reduced model of the sleeper, using the profiles dimensions available in the market.

3.2 Reduced sleeper model design

For the design of the reduced sleeper model, the theory of the similarity of the physical models was applied, which allows a reduced model of structure to reproduce the behavior of the prototype. For this, the dimensional analysis of the deformation problem was done according to Carneiro [14] and the following representative π numbers were obtained to the problem. This numbers should be equal in the reduced model and in the prototype.

$$\Pi_1 = \frac{F}{EI^2} = N_{Ho} \tag{1}$$

$$\Pi_2 = \frac{\gamma l}{E} = N_{Gal} \tag{2}$$

$$\Pi_3 = \frac{\delta}{l} \tag{3}$$

F is the force applied;
E is the longitudinal Young’s modulus of the material;
l is the length of the sleeper;
 γ is the specific weight of the material and
 δ is the vertical displacement of the sleeper.

The parameter π_1 is known as Hooke’s number. It is applied to materials with linear elastic behavior in which tensions are proportional to deformations, as shown in Teixeira [15]. With the number π_1 and the force in reduced model, the force in the prototype is obtained according to equation (5). As the material of the reduced model is equal to the material of the prototype, it isn’t possible to respect directly the number π_2 . To attend it indirectly, it is necessary to add mass to the reduced

model. So, the specific weight of the prototype (γ_p) is equal to the apparent specific weight of the reduced model (γ_m) multiplied by the relationship between the reduced model length and the prototype length, according to the equation (6). The mass to be added

to the reduced model should be equal to $\left(\frac{l_p}{l_m} - 1\right)$ times the mass of the reduced model.

From the number π_3 , it is obtained the vertical displacement in the prototype, that is the vertical displacement of the reduced model multiplied by the relationship between the length of the prototype and the length of the reduced model, as shown in equation (4).

$$\delta_p = \frac{\delta_m l_m}{l_p} \tag{4}$$

δ_p is the vertical displacement of the prototype;
 δ_m is the vertical displacement of the reduced model;
 l_p is the length of the prototype and;
 l_m is the length of the reduced model.

$$F_p = \frac{F_m l_p^2}{l_m^2} \tag{5}$$

F_p is the force applied in the prototype and;
 F_m is the force applied in the reduced model.

$$\gamma_p = \frac{\gamma_m l_m}{l_p} \tag{6}$$

γ_p is the specific weight of the prototype and;
 γ_m is the apparent specific weight of the reduced model. The scale of the reduced model was defined from the availability of profiles in the Brazilian market. The largest available square profile was adopted, which had 76 mm x 76 mm x 6.2 mm, as shown in Figure 6, resulting in a geometric scale factor between the prototype and the reduced model (l_p / l_m) of 2.63.

The scale factors of the reduced model in relation to the prototype are presented in Table 1.

3.4 Experimental program

Seven GFRP/concrete hybrid beams were prepared. Two hybrid beams were of plain concrete, four were of concrete with the addition of 25 mm polyolefin fibers (two with 1% in volume and two with 2.5% in volume) and one beam was of concrete with the addition of 1% in volume of 35 mm polyolefin fibers.

12 cylindrical concrete samples with dimensions of 150 mm x 300 mm were also concreted. Three samples were of plain concrete, seven

Table 1
Scale factors of the reduced model

Magnitude	Scale factor
Vertical displacement	$1/2,64$
Profiles area	$1/(2,64)^2$
Dead load	$1/(2,64)^3$
Applied load	$1/(2,64)^2$
Additional mass	$1,64$

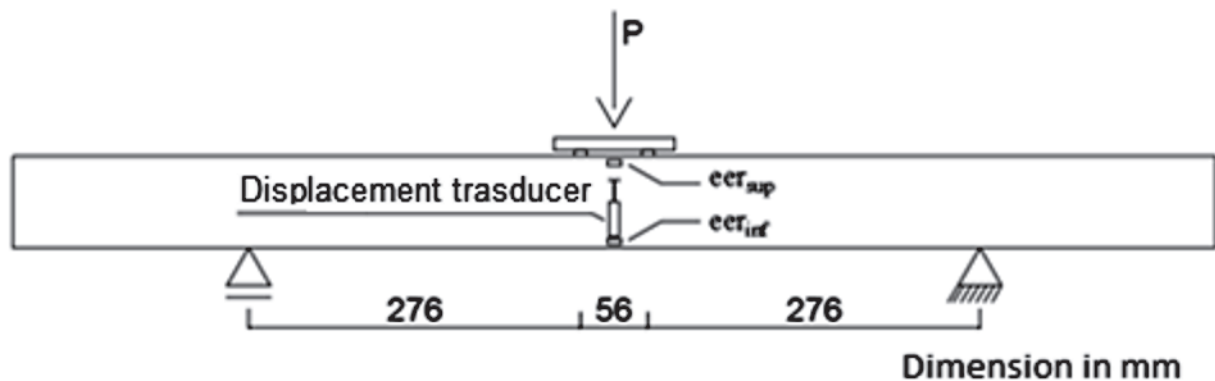


Figure 7
Structural scheme and beam instrumentation (Author)

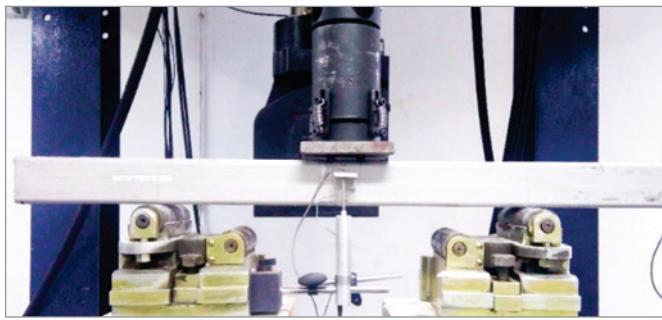


Figure 8
Reduced model of the hybrid sleeper at the beginning of the test (Author)

samples were of concrete with the addition of 25 mm polyolefin fibers (four with 1 % in volume and three with 2.5 % in volume) and two samples were of concrete with 1% addition in volume of 35 mm polyolefin fibers. It was also molded a 100 mm x 200 mm cylindrical sample with 1% addition in volume of 25 mm polyolefin fibers. 14 concrete beams were also molded. Four beams had 1% and four beams had 2.5% addition in volume of 25 mm polyolefin fibers. Three beams were of plain concrete and other three beams had 1% addition in volume of 35 mm polyolefin fibers. All concrete

beams were molded with the same length of the reduced model sleeper and with the internal dimensions of the GFRP (63,6 mm x 63,6 mm x 1060 mm).

Samples of GFRP for tensile tests and for determination of the specific weight and the mass fraction of fiber were also prepared. All the samples and beams were molded and tested at the Building Materials and Concrete Laboratory of the Military Engineering Institute (IME).

The tensile tests of the GFRP samples were carried out in accordance with the ASTM D297 [16] e ASTM D3039/D3039M [17]. The axial compression tests of the cylindrical samples were carried out according to ABNT NBR 5739 standard [18].

The hybrid beams were instrumented with two strain gauges (type KFG-5-120-C1-11 and Kyowa brand) on the upper and lower surfaces of the GFRP profile, in the center of the test span. One displacement transducer with 50 mm course, type DTH-A-50, Kyowa brand, was used to measure the vertical displacement in the center of the span. The structural and instrumentation scheme of the beams is shown in Figure 7.

The hybrid beams were tested in bending and steel rollers were adopted in the supports, as presented in Figure 8. The load was applied at a rate of 22 kN/min with a hydraulic actuator of MTS brand and load capacity of 1000 kN. The acquisition of the loads and the vertical displacements throughout the tests was carried out with the

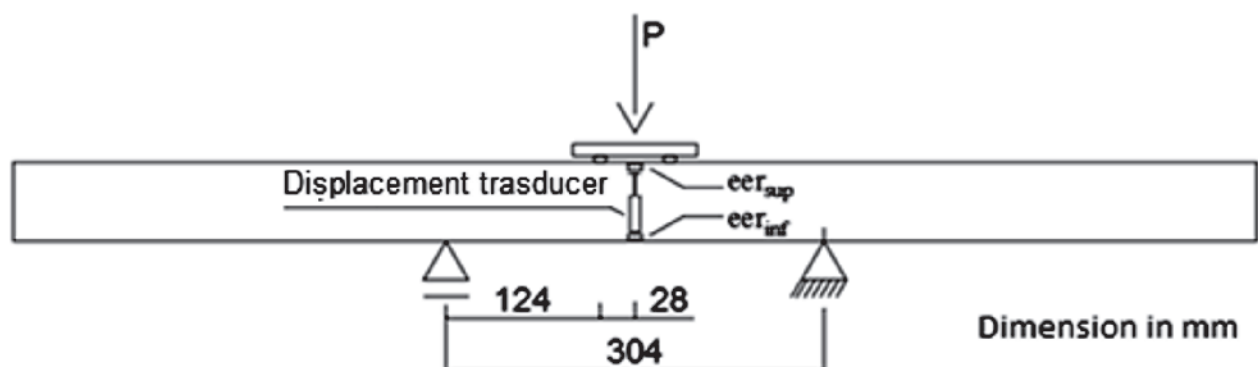


Figure 9
Structural and instrumentation scheme of the concrete beams (Author)



Figure 10
Beam before bending test (Author)

Flextest system, also from MTS brand. The acquisition of the deformations was done with the ADS 2000 system, from Lynx brand. The concrete beams with volumetric variation of fibers were instrumented with two strain gauges (ϵ_{sup} and ϵ_{inf}) type KC-80-120-A1 – 11, Kyowa brand, and one displacement transducer, type DTH-A-50 and Kyowa brand, as shown in Figure 9. The beams were tested in bending with a hydraulic actuator of MTS brand and load capacity of 50 kN, as presented in Figure 10. The acquisition of the loads, vertical displacements and deformations were done with the same equipments of the hybrid beams tests.

4. Results and analysis

4.1 Reduced model test results

Table 2 presents the mass fractions of total fibers (V_f total %) and long fibers (V_f long %), the specific weight, the failure strength (σ_{rup}), the failure deformation (ϵ_{rup}) and the Young's modulus obtained in the tensile tests performed with GFRP samples. The GFRP presents linear behavior and fragile failure.

Table 2
Test results on GFRP samples

Samples	Vf total %	Vf long %	γ (N/m ³)	σ_{rup} (MPa)	E (MPa)
Tipo 1	64.12	51.93	18.48	372.01	31614
Tipo 2	64.12	51.93	18.48	447.63	-

Table 3
Concrete compression tests results

% of fiber	CP	Area (mm)	Average failure strength (MPa)	E_{ci} (MPa)
Sem fibras	1			33467
	2	176.7	76.52	-
	3			-
1 – 25 mm	1			31702
	2	176.7		-
	3		70.40	
	4	78.5		-
2,5 – 25 mm	5	176.7		30255
	1			-
	2	176.7	73.41	37252
1 – 35 mm	3			38678
	1			32932
	2	176.7	56.70	27400

Table 3 shows the average failure strength and the Young's modulus of the concrete (plain, with 1% and 2.5% in volume of polyolefin fibers with 25 mm long and 1% in volume of polyolefin fibers with 35 mm, obtained from the compression tests. It is observed that the addition of fibers influenced the compressive strength of the specimens, reducing it. In addition, the failure of the concrete specimens with polyolefin fibers was more ductile than that observed for the plain concrete specimens, as shown in Figure 11 and Figure 12. It can also be observed that the

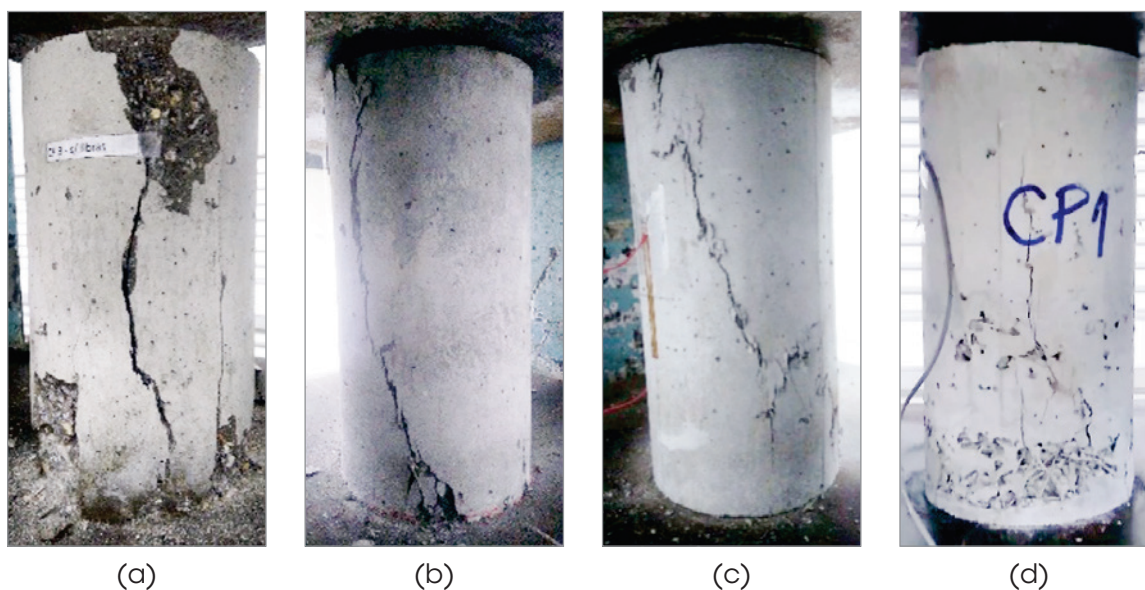


Figure 11
Specimens after compression tests: (a) plain, (b) with 1% fibers (25 mm), (c) with 2.5% fibers (25 mm) and 1% fibers (35 mm) (Author)

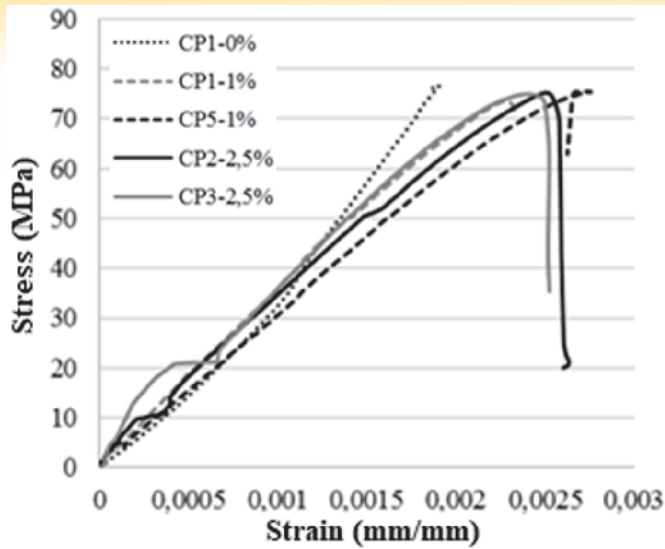


Figure 12
Stress x strain curves of the concrete specimens after compression tests (Author)

compressive strength of the specimens with 1% of fibers of 35 mm was much lower than of the specimens with 1% of fibers of 25 mm. This occurred due to the large number of voids in the specimens (see Figure 11).

Table 4 displays the average failure values of load, vertical displacement and stress (on the upper and lower edges) of the concrete beams and the average compressive and tension failure strength of the corresponding cylindrical concrete samples.

The results of load, vertical displacement and strain (on the upper and lower edges of the GFRP profile) obtained in the hybrid beams tests are presented in the Table 5. The typical failure of the hybrid beam is shown in the Figure 13.

The failure of the hybrid beams occurred on the lower edge and was due to the failure of the concrete by shear followed by the failure of the GFRP profile parallel to the fibers. The smallest failure

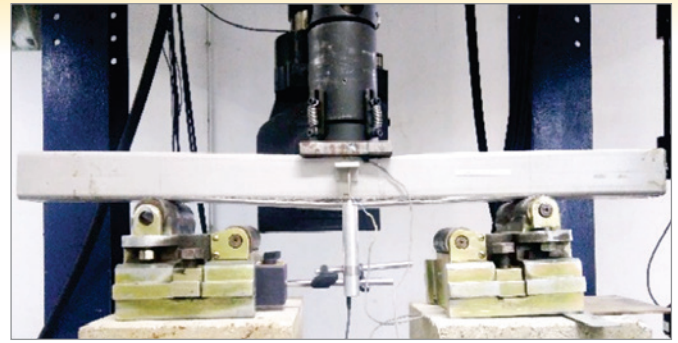


Figure 13
Hybrid sleeper reduced model after failure (Author)

load of the hybrid beam with 1% fibers of 25 mm long is due to the smaller compressive strength of the concrete of these beams.

Figure 14 and Figure 15 present the load x vertical displacement and load x strain curves of the hybrid beams, respectively. All hybrid beams presented similar stiffness, but the beams with added fibers showed greater ductility near the failure.

During the tests a good adherence was observed in the interface GFRP/concrete and the detachment between the profile and the concrete occurred only after the failure of the concrete, culminating in the mode of rupture previously described.

The addition of fibers to the concrete contributed to the increase of the failure load of the hybrid beams, due to the increase of the tensile strength of the concrete. Filling the profile of GFRP with concrete prevented the local buckling of the GFRP webs.

The vertical displacements in the center of the hybrid beams without and with the addition of fibers varied from L/101 (hybrid beams with 1% fibers with 35 mm long) to L/51 (hybrid beams with 1% fibers with 35 mm long), being L the length of the span.

Figure 16 shows the cracking pattern of the concretes with and without fibers of the hybrid beams. It can be noted that the addition of polyolefin fibers reduced the opening of the cracks of the beams with 2.5% in volume of polyolefin fibers with 25 mm long and with 1% in volume of fibers with 35 mm long. Concretes with the

Table 4
Mean values of the concrete beams test results

% of fiber	P_{rup} (kN)	δ_{rup} (mm)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)
0	6.33	0.19	7.23	11.07	76.52	-
1 25 mm	5.89	0.09	7.22	9.94	70.04	-
2.5 25 mm	6.15	0.08	7.53	9.69	73.41	6.11
1 35 mm	6.35	0.31	-	-	50.70	6.08

Table 5
Hybrid beams test results

% of fiber	Beam	P_{rup} (kN)	$P_{rup,med}$ (kN)	δ_{rup} (mm)	$\epsilon_{rup, sup}$ GFRP	$\epsilon_{rup, inf}$ GFRP
0	MODRED2	36.92	37.1	6.03	0.0035	0.0046
	MODRED3	37.31		6.35	0.0032	0.0045
1 - 25 mm	MODRED3	37.80	37.5	7.17	0.0039	0.0044
	MODRED4	37.13		7.56	0.0027	0.0038
2,5 - 25 mm	MODRED6	39.14	40.5	7.24	0.0030	0.0055
	MODRED7	41.90		7.61	0.0042	0.0070
1 - 35 mm	MODRED1	39.56	39.6	11.88	0.0023	0.0042

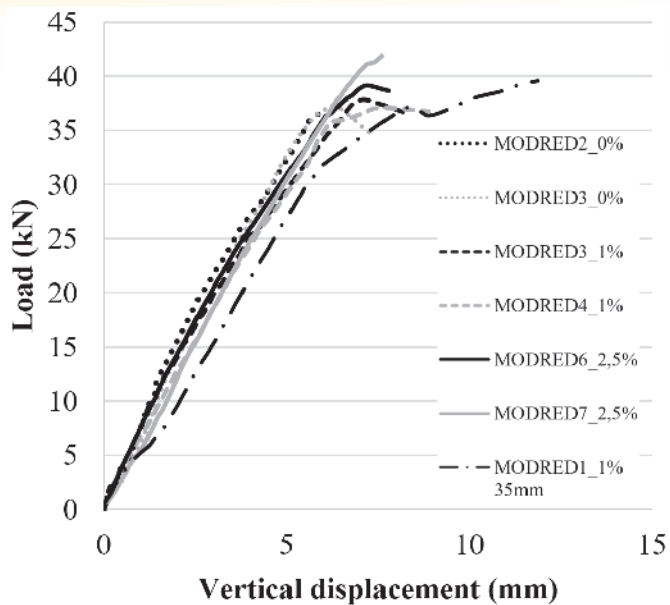


Figure 14
Load x vertical displacement curves of the hybrid beams (Author)

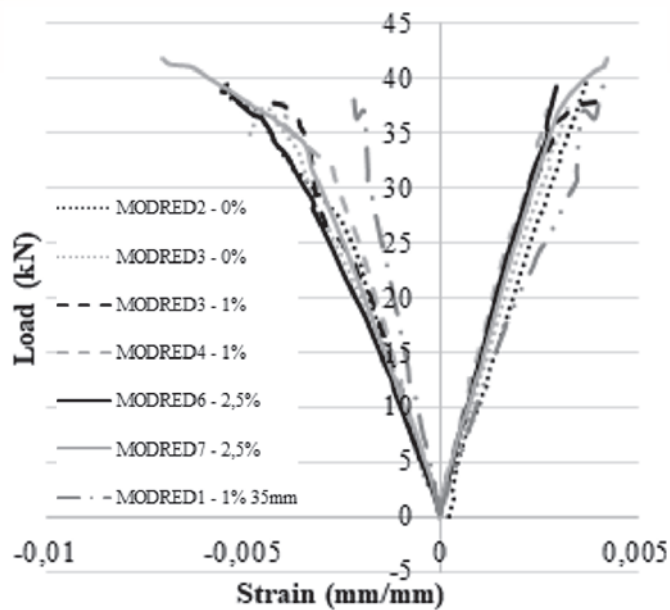


Figure 15
Graph load x strain curves of the hybrid beams (Author)

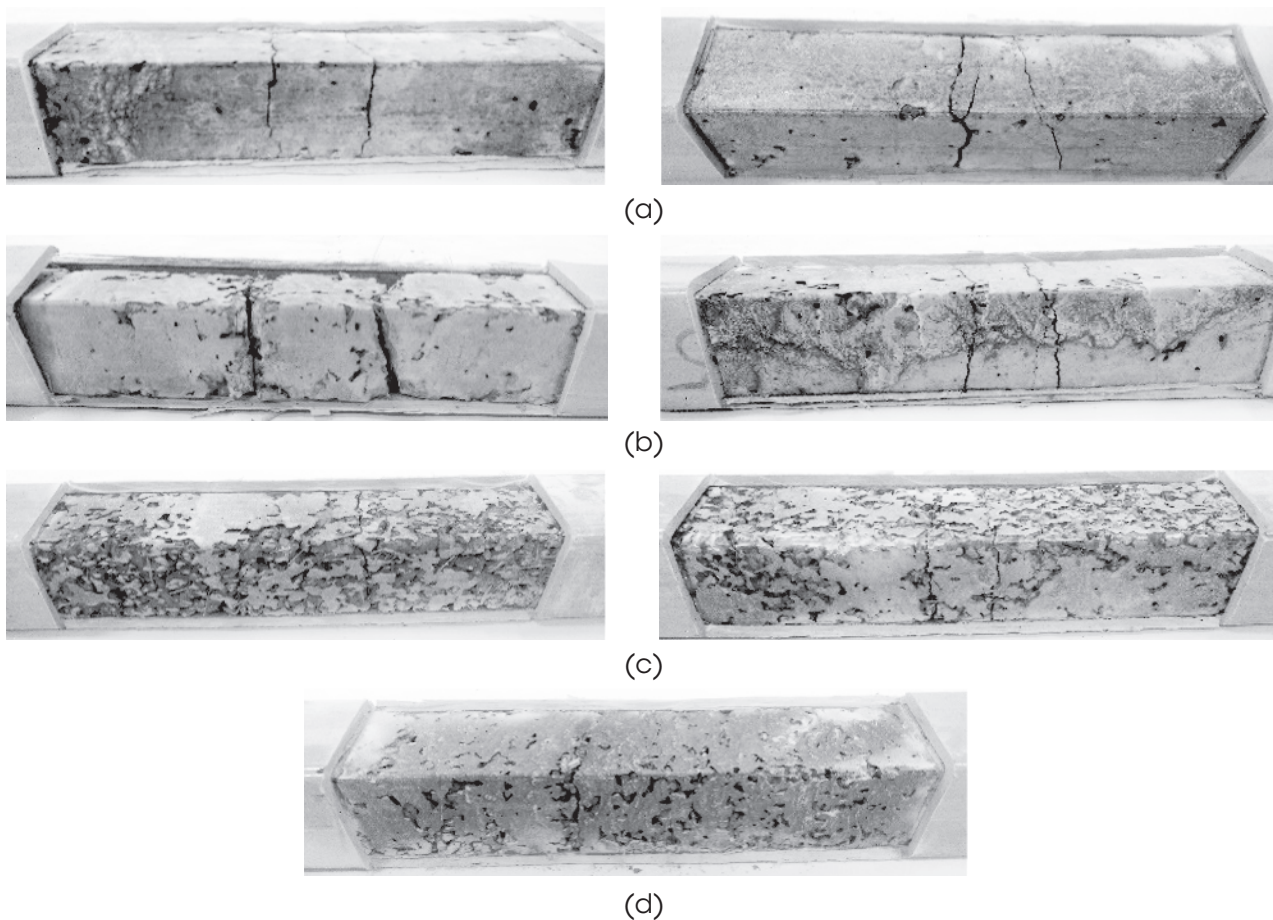


Figure 16
Concrete cracking of the hybrid beams: (a) without fibers, (b) with 1% fiber (25 mm), (c) with 2.5% fiber (25 mm) and (d) with 1% fiber (35 mm) (Author)

Table 6
Hybrid beams stress results

% of fiber	Beam	$\sigma_{rup\ sup\ GFRP}$	$\sigma_{rup\ inf\ GFRP}$
0	MODRED2	80.80	106.20
	MODRED3	82.03	115.35
1 - 25 mm	MODRED3	80.79	91.15
	MODRED4	81.63	114.89
2,5 - 25 mm	MODRED6	84.23	154.41
	MODRED7	91.53	152.56
1 - 35 mm	MODRED1	85.20	155.58

Table 7
Results calculated from the hybrid beam tests results

% of fiber	Beam	$\epsilon_{rup\ sup\ GFRP}$	$\sigma_{rup\ sup\ GFRP}$
0	MODRED2	0.0028	93.70
	MODRED3	0.0026	87.01
1 - 25 mm	MODRED3	0.0032	99.13
	MODRED4	0.0022	68.15
2,5 - 25 mm	MODRED6	0.0023	87.31
	MODRED7	0.0033	125.28
1 - 35 mm	MODRED1	0.0018	54.29

addition of fibers also showed a greater number of voids. In none of the tests occurred the compressed concrete crushing. A Table 6 displays the normal stress results on the upper and lower edges of the GFRP profile obtained from equation (7) and equation (8), respectively. These stresses were calculated from the bending moment and the neutral line position of the hybrid beam, equation (9), in the mid span section. The position of the neutral line was obtained from the strains of the GFRP profiles measured in the tests, despising the concrete in tension and considering an equivalent homogeneous section of the concrete.

$$\sigma_{sup\ GFRP} = \frac{M \cdot y}{I} \cdot n \tag{7}$$

$\sigma_{sup\ GFRP}$ is the stress on the top edge of the GFRP profile;
M is bending moment;
y is the height of the neutral line;

I is the moment of inertia of the equivalent homogeneous section of the concrete shown in Figure 17;
n is the relationship between the GFRP and concrete Young's modules.

$$\sigma_{inf\ GFRP} = \frac{M \cdot (h - y)}{I} \cdot n \tag{8}$$

$\sigma_{inf\ GFRP}$ is the stress on the bottom edge of the GFRP;

M is bending moment;

y is the height of the neutral line;

h is the height of the profile;

I is the moment of inertia of the homogeneous equivalent section of the concrete shown in Figure 17.

$$y = \frac{\epsilon_{sup\ GFRP} \cdot b}{\epsilon_{sup\ GFRP} + \epsilon_{inf\ GFRP}} \tag{9}$$

y is the height of the neutral line;

$\epsilon_{sup\ GFRP}$ is strain on the upper edge of the GFRP profile;

b is the width of the GFRP profile;

$\epsilon_{inf\ GFRP}$ it is strain on the lower edge of the GFRP profile.

Table 7 presents the concrete strain and stress on the upper edge of the concrete in the hybrid beams, calculated according to the equations (10) and (11). It was assumed the perfect adherence between GFRP/concrete and the medium Young's modules obtained in the compressive tests (Table 3), except for the concrete with 1% fibers, in which only one result of Young's modulus was obtained.

$$\epsilon_{conc} = \frac{\epsilon_{sup\ GFRP} \cdot (y - e)}{y} \tag{10}$$

ϵ_{conc} is concrete strain;

$\epsilon_{sup\ GFRP}$ is strain on the upper edge of the GFRP profile;

y is the height of the neutral line;

e is the thickness of the GFRP profile.

$$\sigma_{conc} = \frac{M \cdot y}{I} \tag{11}$$

σ_{conc} is concrete stress;

M is bending moment;

y is the height of the neutral line;

I is the moment of inertia of the equivalent homogeneous section of the concrete shown in Figure 17.

It is observed that the calculated concrete stresses approached the experiment concrete stresses obtained from the compression tests of cylindrical specimens. The mean tensile stresses on the

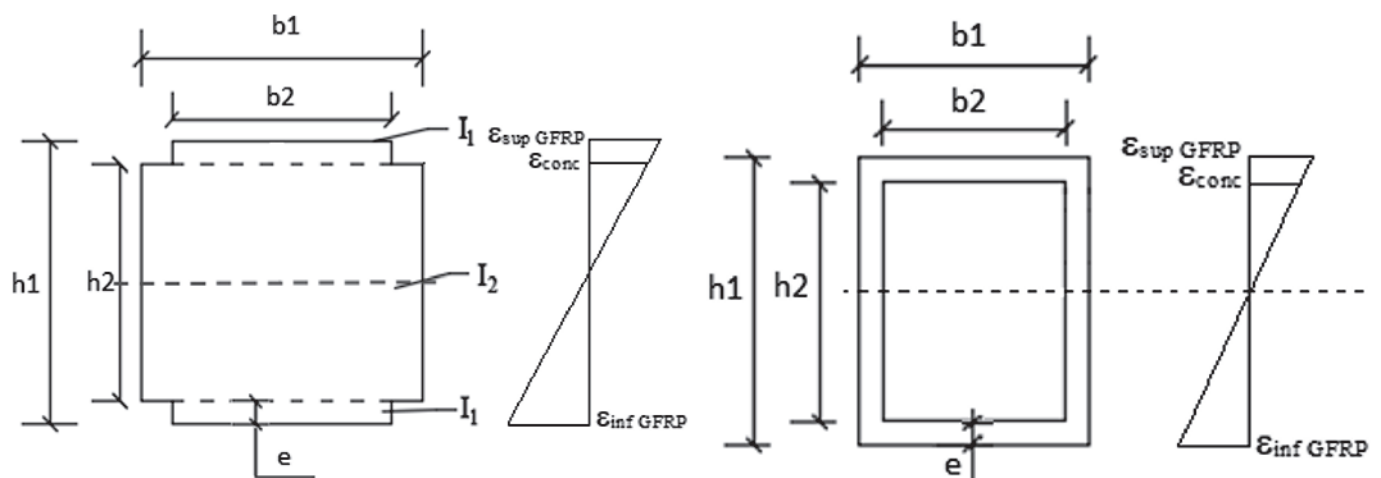


Figure 17
Equivalent homogeneous concrete section (Author)

Table 8

V_c values calculated for each volumetric percentage of fibers

% of fiber	f_{ctm}	f_{ctd}	V_c (kN)
0	11.07	7.75	18.81
1 - 25 mm	9.94	6.96	16.24
2,5 - 25 mm	10.39	7.27	17.64
1 - 35 mm	8.99	6.29	15.26

GFRP profiles of the hybrid beams corresponded from 23.72 % to 41.82 % of the average tensile failure strength of strips of the GFRP profile (Table 2).

As previously reported, the failure of the GFRP profile of all hybrid beams occurred by shearing of the concrete, which is confirmed by calculating the portion of the shear force supported only by the concrete, V_c , by the equation (12) for each volumetric percentage of fibers. In the calculation it was considered f_{ctd} being 70% of f_{ctm} (Table 4) obtained from the tests of the concrete beams. The values of f_{ctd} and V_c are presented in Table 8.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \tag{12}$$

V_c is shear force;

b_w is the concrete width of the hybrid beams;

d is the height of concrete of the beam.

It can be noticed that the shear forces of the hybrid beams, corre-

sponding to $P_{rup}/2$ (Table 5) in bending tests, were very close to the portion of the shear force supported only by the concrete, ratifying the failure of the beam by shear.

4.2 Prototype results

Using the theory of the similarity of the physical models (Carneiro [14] and Teixeira [15]) and considering the tests results of the reduced models, one can estimate the failure values of load and vertical displacement and the masses of the sleepers in true grandeur, which are presented in the Tables 9, 10 and 11.

It is observed that the increase in the fiber volume of the sleeper reduced the mass of it. Sleepers with 1% fibers of 25 mm long, 2.5% fibers of 25 mm and 1% of fibers of 35 mm long were 0.81%, 6.68% and 10.16% lighter than the plain concrete sleepers. Compared to the prestressed concrete sleeper, the hybrid sleeper presented a weight reduction of 36.7%, 37.3%, 41.1% and 43.1%, for plain concretes, 1% fibers of 25 mm, 2.5% fibers of 25 mm and 1% fibers of 35 mm long, respectively.

The failure loads estimated to the prototype were superior to the failure load of 120 KN obtained by Bastos [2] in negative bending moment tests in the center of the concrete sleeper. The values were 114.3%, 116.4%, 134.2% and 128.6% higher than the failure load of the prestressed concrete sleeper, respectively, for plain concrete, 1% fibers of 25 mm, 2.5% fiber of 25 mm and 1% fiber of 35 mm hybrid sleepers. This happened even with the moment of inertia of the proposed hybrid sleeper corresponding to 41.6% of the moment of inertia of the usual prestressed concrete sleeper, whose cross section in the center of the sleeper is

Table 9

Specific weight and estimated mass of the sleeper prototypes

% de fiber	Beam	$\gamma_{médio}$ (kN/m³)	Prototypes	
			Mass (kg)	Mean mass (kg)
0	MODRED2	21,6	246,19	247,0
	MODRED3		248,76	-
1 - 25 mm	MODRED3	21,4	246,92	245,0
	MODRED4		241,77	-
2.5 - 25 mm	MODRED6	20,1	228,16	230,5
	MODRED7		223,74	-
1 - 35mm	MODRED3	19,4	221,90	221,9

Table 10

Prediction failure load of the sleeper prototypes

% de fiber	Beam	Prototypes	
		P_{rup} (kN)	$P_{méd rup}$ (kN)
0	MODRED2	255.82	257.17
	MODRED3	258.52	
1 - 25 mm	MODRED3	261.95	259.63
	MODRED4	257.31	
2.5 - 25 mm	MODRED6	271.40	281.03
	MODRED7	290.65	
1 - 35mm	MODRED3	274.37	-

Table 11

Vertical displacement on failure of the sleeper prototypes

% de fiber	Beam	Prototypes		L δ
		δ_{rup} (mm)	$\delta_{méd rup}$ (mm)	
0	MODRED2	15.92	16.34	L/98
	MODRED3	16.76		
1 - 25 mm	MODRED3	18.93	19.45	L/82
	MODRED4	19.96		
2.5 - 25 mm	MODRED6	19.11	19.60	L/82
	MODRED7	20.09		
1 - 35mm	MODRED3	31.36	-	L/51

presented in Figure 18. The failure loads of the prototype were estimated by subtracting from the failure load of the reduced model the weight that had to be added to the same and multiplying the value obtained by the scale factor of the applied load. The additional load of the reduced model was calculated by the equation (13) and the

prototype failure load was calculated by the equation (14). Table 12 presents the failure loads and the additional loads of the reduced model and the average loads estimated for the prototypes.

$$P_{ad} = 1,64 \cdot \gamma \cdot V_{med} \tag{13}$$

Table 12

Additional load and failure load on the sleeper reduced models and prototypes (loading in the center of the sleeper)

% of fibres	Beam	Reduced model			Prototype	
		P_{rup} (kN)	$P_{méd\ rup}$ (kN)	Additional weight (kN)	P_{rup} (kN)	$P_{méd\ rup}$ (kN)
0	MODRED2	36.92	37.12	0.215	255.82	257.17
	MODRED3	37.31		0.218	258.52	
1 (25 mm)	MODRED3	37.80	37.46	0.216	261.95	259.63
	MODRED4	37.13		0.211	257.31	
2.5 (25 mm)	MODRED6	39.14	40.52	0.199	271.40	281.03
	MODRED7	41.90		0.197	290.65	
1 (35 mm)	MODRED3	39.56	39.56	0.194	274.37	274.37

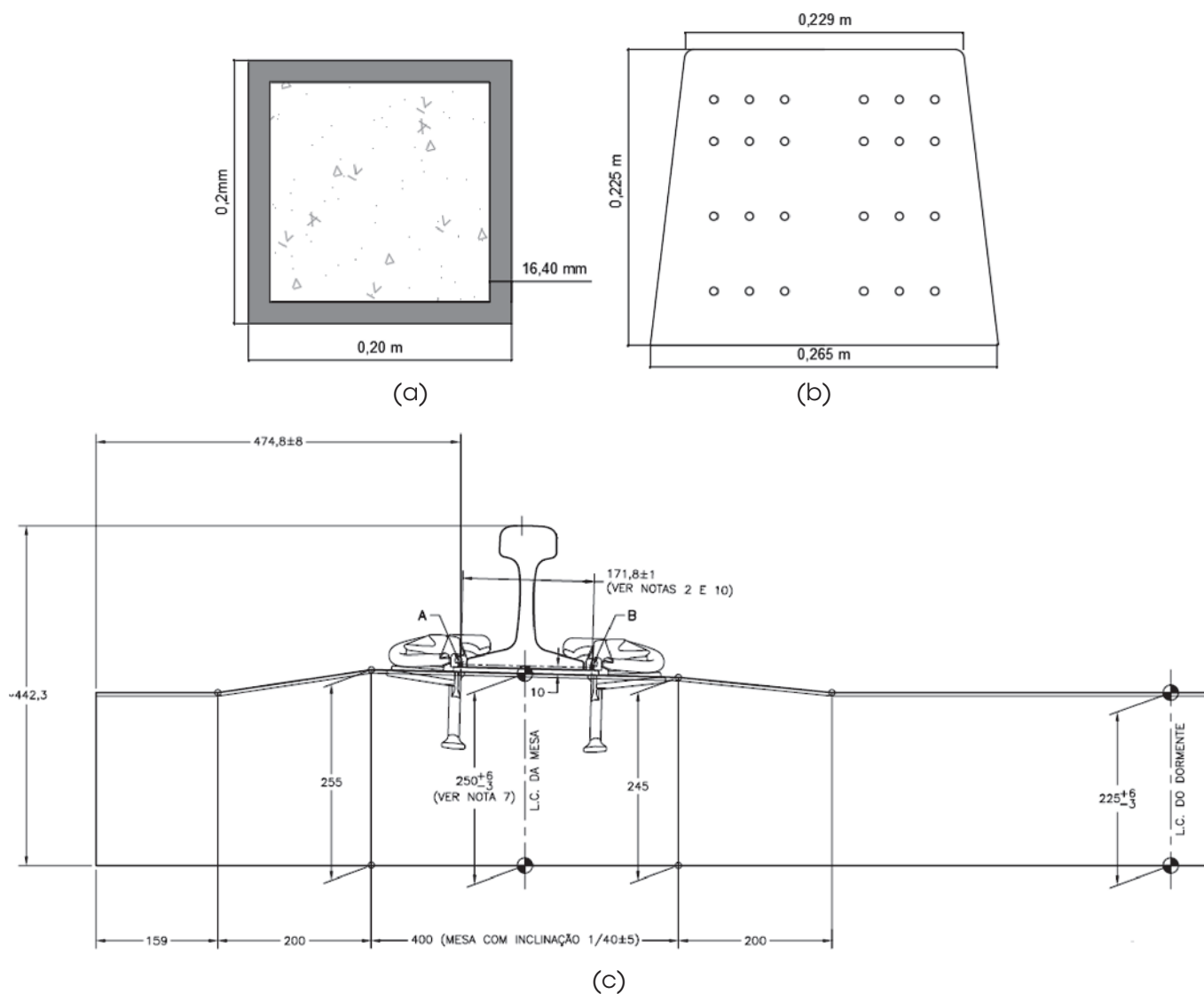


Figure 18

Transversal section in the center of the sleeper: (a) hybrid and (b) prestressed concrete and (c) half-view of the prestressed concrete sleeper DORBRÁS [19]

γ is specific weight of the hybrid beam;

V_{med} is the average volume of the prototype.

$$P_{rup\ prot} = (P_{rup\ mod} - P_{ad}) \cdot 2,64^2 \quad (14)$$

$P_{rup\ mod}$ is the reduced model failure load;

P_{ad} is the additional load of the reduced model.

It should be emphasized that the dimensions of the cross section of the proposed hybrid sleeper (200 mm x 200 mm) are lower than the usual prestressed concrete sleeper (225 mm x 265 mm x 250 mm – smaller base x larger base x height).

The average failure vertical displacement estimated for sleeper prototypes varied from L/51 to L/82. These values were lower than the L/41 value obtained by Muttashar [16], indicating a good performance of the proposed hybrid sleeper.

5. Conclusion

The addition of fibers to the concrete increased a little the failure load of the beams and allowed greater tensile stresses on the lower edge of the GFRP profile, suggesting greater elongation of the concrete with fibers in relation to the plain concrete until the failure. The addition of polyolefin fibers also contributed to the reduction of the widths of the cracks on the concretes with 2.5% by volume of fibers of 25 mm long and 1% by volume of fibers of 35 mm long. In the tests with loading at the center of the sleeper, the failure of all the hybrid beams occurred on the lower edge of the hybrid sleeper due to the rupture of the concrete by shear followed by the rupture of the GFRP profile parallel to the fibers. In none of the tests occurred the rupture of the compressed concrete.

The vertical displacements at the proposed sleeper ranged from L/101 to L/51, having been slightly lower than the values obtained by Gibson [5] and approaching the values obtained for wood sleepers, as mentioned by this same author.

The sleepers proposed with 1% fibers of 25 mm, 2.5% fibers of 25 mm and 1% of fibers of 35 mm long were 0.81%, 6.68% and 10.16% lighter than the plain concrete sleeper, respectively. The average failure loads of the hybrid sleepers were 114.3%, 116.4%, 134.2% and 128.6% higher than the failure load of the prestressed concrete sleeper, respectively, for plain concrete, 1% fibers of 25 mm, 2.5% fibers of 25 mm and 1% fibers of 35 mm long on the negative bending moment tests in the center of the sleeper.

Finally, it can be concluded that the performances of the sleepers proposed were quite satisfactory in terms of strength and weight, comparing with prestressed concrete sleepers, being a technical viable alternative. As recommendation for future works, the authors suggest the conduction of fatigue tests and tests of a true grandeur hybrid sleeper.

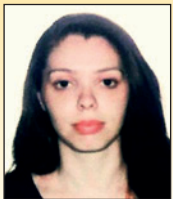
6. References

- [1] PLANETA FERROVIA - Bitolas Ferroviárias, 2014. Available in: <http://planetaferrovia.blogspot.com/2014/01/bitolas-ferrovias.html>, Access in July 2018.
- [2] BASTOS, S, S, Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçado com fibras de aço, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1999.
- [3] TRINDADE, E. J. Análise sobre a utilização de dormentes de concreto como solução alternativa para a via permanente na MRS Logística S. A. Trabalho Final de Curso, Programa de Especialização de Transporte Ferroviário, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.
- [4] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT, PIM - Procedimento de Inspeção de Material, Dormente de Aço para Via Férrea. Available in: www.dnit.gov.br/...e...para.../PIM%20016%20-%20Dormente%20de%20Aço.pdf, acesso em abril de 2018.
- [5] GIBSON, R. F., Principles of Composite Material Mechanics, Ed, McGraw-Hill, 1994.
- [6] FERDOUS, W., KHENNANE, A., KAYALI, O., Hybrid FRP-concrete railway sleeper, University of New South Wales, Canberra, Australia, 2013.
- [7] MUTTASHAR, M., MANOLO, A., KARUNASENA, W., LOKUGE, W., Influence of infill concrete strength on the flexural behaviour of pultruded GFRP square beams, Composite Structures, v. 145, p. 58-67, 2016.
- [8] MUTTASHAR, M., MANOLO, A., KARUNASENA, W., LOKUGE, W., Flexural behaviour of multi-celled GFRP composite beams with concrete infill: Experiment and theoretical analysis, Composite Structures, v. 159, p. 21-33, 2017.
- [9] GASPAR, D. H., CARNEIRO, L. A. V., TEIXEIRA, A. M. A. J., Estudo de placas de concreto com fibras de aço e de poliolefina submetidas a impacto balístico. REVISTA MILITAR DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA, v. XXXIII, p. 57-62, 2016.
- [10] ALBERTI, M. G., ENFADAQUE, A., GÁLVEZ, J., C., AGRAWAL, V., Reliability of polyolefin fibre reinforced concrete beyond laboratory sizes and construction procedures, Composite Structures, v. 140, p. 506-524, 2016.
- [11] ALBERTI, M. G., ENFADAQUE, A., GÁLVEZ, J. C., AGRAWAL, V., Fibre distribution and orientation of macro-synthetic polyolefin fibre reinforced concrete elements, Construction and Building Materials, v. 122, p. 505-517, 2016.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dormente de concreto - Projeto, materiais e componentes. - NBR 11709, Rio de Janeiro, 2015.
- [13] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE ASSOCIATION. Manual for Railway Engineering - Concrete Ties. - AREMA, v.1, cap 30, 2016.
- [14] CARNEIRO, F. L., Análise dimensional e teoria das semelhanças e dos modelos físicos, Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 256p, 1996.
- [15] TEIXEIRA, A. M. A. J., Ponte desmontável em material compósito de fibra de vidro, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- [16] AMERICAN SECTION OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR TESTING MATERIALS. Standard Test Methods for Rubber Products - Chemical Analysis. - ASTM D297, Philadelphia, PA, 2013.
- [17] AMERICAN SECTION OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR TESTING MATERIALS. Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. - ASTM D3039/D3039M, Philadelphia, PA, 2008.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, Rio de Janeiro, 1994.

- [19] COMPANIA BRASILEIRA DE DORMENTES – DORBRÁS. Available in: <http://dorbras.com.br>. Acesso em agosto 2016.
- [20] MUNDO DAS TRIBOS, Dormente de Madeira. Rio de Janeiro. Available in: <http://www.mundodastribos.com/dormentes-de-madeira-precos.html>> Acesso em jan de 2017.
- [21] PANDROL, Track Report, France, 1996, Available in: <http://www.pandrol.com/download/pandrol-track-report-1996/>. Acesso em: maio de 2017.

Flexural behavior of hybrid GFRP – concrete railway sleepers

Comportamento à flexão de dormentes ferroviários híbridos de GFRP – concreto



A. C. L. DE AZEVEDO ^a
carolopesazevedo@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-3777-8241>

A. M. A. J. TEXEIRA ^a
anam@ime.eb.br
<https://orcid.org/0000-0003-3762-7192>

L. A. V. CARNEIRO ^b
luizcarneiro@id.uff.br
<https://orcid.org/0000-0001-7036-2048>

Abstract

This paper aims to present the flexural behavior of hybrid GFRP (glass fiber reinforced polymer) concrete beams as sleepers to railway application. It was tried to obtain sleepers with adequate mechanical resistance, not susceptible to corrosion, durable and lighter than the sleepers in prestressed concrete. Pultruded fiberglass and polyester resin profiles were filled with high strength concrete and polyolefin fiber in the following proportions by volume: 1% and 2.5%. The beams were 1.06 meters long and had a 76 mm x 76 mm x 6 mm cross section, corresponding to a reduced model in a 1 : 2.64 scale of a 2.80 meters long sleeper. In the bending tests, the load was applied at the center of the sleeper, as provided in the Brazilian standard NBR 11709 (2015) and American standard AREMA (2016). During the tests the applied load, the vertical deflection and the longitudinal tensile and compression deformations were measured in the center of the span. The influence of fiber addition on the strength, rupture mode and flexural modulus of elasticity of the hybrid beams was analyzed. Finally, the hybrid sleeper performance was compared to that of the prestressed concrete monoblock sleeper. The results obtained were satisfactory, indicating that the proposed hybrid sleeper is a constructively and technically feasible alternative.

Keywords: sleeper, concrete, GRFP, polyolefin fiber, experimental analysis.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo apresentar o comportamento à flexão de vigas híbridas de GFRP (glass fiber reinforced polymer – polímero reforçado com fibra de vidro) e concreto para aplicação em dormentes ferroviários. Pretendeu-se obter dormentes com adequada resistência mecânica, não susceptíveis à corrosão, duráveis e mais leves que os dormentes em concreto protendido. Foram estudados perfis pultrudados de fibra de vidro e resina de poliéster, preenchidos com concreto de alta resistência e fibras de poliolefina nas seguintes proporções em volume: 1% e 2,5%. As vigas tinham 1,06 metros de comprimento e seção transversal de 76 mm x 76 mm x 6,2 mm, correspondendo a um modelo reduzido em escala 1 : 2,64 de um dormente de 2,80 metros de comprimento. Nos ensaios de flexão, a carga foi aplicada no centro do dormente, conforme previsto nas normas ABNT NBR 11709 (2015) e AREMA (2016). Durante os ensaios foram medidas a carga aplicada, a flecha e as deformações longitudinais de tração e compressão no centro do vão. Foi analisada a influência da adição de fibras na capacidade resistente, no modo de ruptura e no módulo de elasticidade à flexão das vigas híbridas. Por fim, o desempenho do dormente híbrido foi comparado ao do dormente monobloco em concreto protendido. Os resultados obtidos foram satisfatórios, indicando que o dormente híbrido proposto é uma alternativa viável construtivamente e tecnicamente.

Palavras-chave: dormente, concreto, GFRP, fibra de poliolefina, análise experimental.

^a Instituto Militar de Engenharia, Seção de Engenharia de Fortificação e Construção, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;
^b Universidade Federal Fluminense, Departamento de Engenharia Civil, Niterói, RJ, Brasil.

Received: 20 Sep 2017 • Accepted: 16 Aug 2018 • Available Online: 08 Aug 2019

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

1. Introdução

Os dormentes são elementos que se posicionam na direção transversal ao eixo da via, sobre os quais se colocam os trilhos. Com o sistema de fixação, constituem o elemento de união entre o lastro e o trilho, formando com este a estrutura da via. As dimensões dos dormentes variam de acordo com a bitola dos trilhos e com sua utilização. As bitolas mais conhecidas são: a larga com 1,60 metros, mais usada no Brasil, a métrica de 1,435 metros e a estreita com 1,00 metro, conforme apresentado na Figura 1. (Revista Ferroviária [1])

Desde as primeiras ferrovias foram adotados dormentes confeccionados em madeira, Figura 2, por ser este um material com elevada resistência mecânica e flexibilidade, o que resulta numa grande capacidade de suportar as vibrações provenientes das ações dinâmicas atuantes na via permanente (Bastos [2]). Com o passar dos anos, no entanto, verificaram-se desvantagens para a utilização da madeira como dormente, tais como: escassez de madeira nobre e elevada necessidade de substituição das peças devido aos danos causados pela ação do tempo e de agentes biológicos. Surgiu assim, a necessidade da busca de novas tecnologias e, foi a partir da 2ª Guerra Mundial, que os países da Europa, com destaque para a Inglaterra, França e Alemanha, começaram a substituir os dormentes de madeira pelos dormentes de concreto (Bastos [2]).

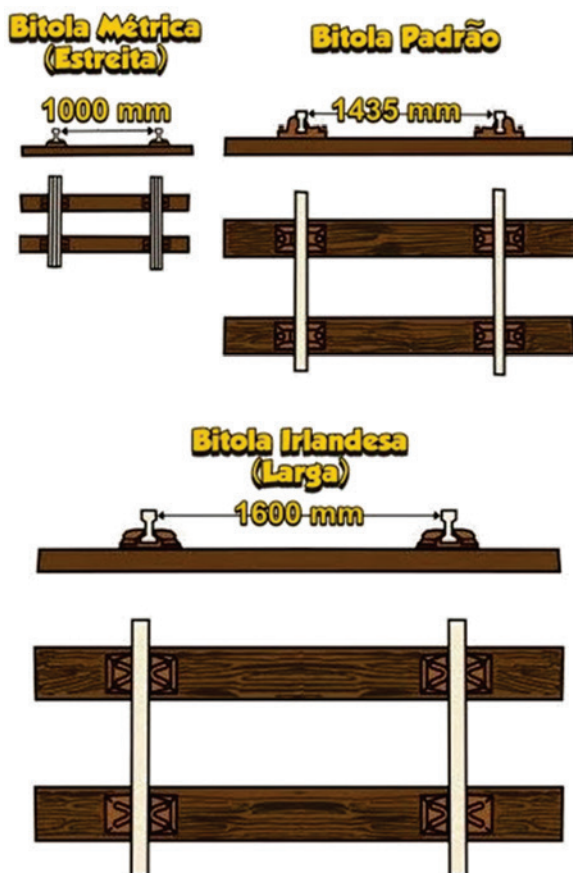


Figura 1
Bitolas ferroviárias mais utilizadas, Planeta Ferrovia [1]

Os dormentes de concreto podem ser classificados, quanto à forma, em monobloco e bibloco, conforme mostrado na Figura 3. Os dormentes bibloco são de concreto armado e interligados por um perfil metálico. Os dormentes monoblocos utilizados, atualmente, são de concreto protendido, pois de modo geral, os testes realizados com dormentes de concreto armado conduziram a resultados insatisfatórios, com exceção do dormente monobloco projetado pela Eternit na Itália, que utilizava cimento com fibras de asbesto (fibrocimento) (Bastos [2]). Os dormentes monobloco resistem a cargas superiores às dos dormentes bibloco e apresentam elevada durabilidade ao tempo e às ações de agentes biológicos, porém, são muito robustos e pesados, geralmente, com mais de 400 kg. Por isso, é necessário o uso de maquinário pesado para o transporte e instalação desses dormentes, além da construção de uma fábrica de dormentes próxima ao local da via férrea, cujos custos de mobilização e desmobilização são bastante elevados. Os dormentes de aço possuem vida útil superior à do dormente de madeira, apresentam elevada resistência mecânica e são leves (pesando em torno de 70 kg) (Trindade [3]). Segundo o DNIT [4], são de fácil assentamento, porém a leveza do dormente é inconveniente para linhas de tráfego pesado. Os dormentes de aço também possuem baixa resistência à corrosão, necessitando de tratamento adequado para a sua mitigação e são condutores elétricos, exigindo a instalação de isolantes na interface trilho/dormente.

O presente trabalho apresenta e analisa os resultados de ensaios de vigas de perfil pultrudado de fibra de vidro e resina de poliéster preenchidas com concreto sem e com adição de fibras de poliolefina à massa, em modelo reduzido com 1,06 metros de comprimento. Os autores também extrapolam os resultados experimentais obtidos para um protótipo de 2,80 metros de comprimento e comparam a sua capacidade resistente e o seu peso com o de um dormente monobloco de concreto protendido usualmente adotado em ferrovias brasileiras.

A associação entre concreto e perfis pultrudados de fibra de vidro e resina visa reduzir ou até mesmo eliminar os principais problemas dos dormentes ferroviários, que são: o elevado peso,



Figura 2
Dormente de madeira, Mundo das Tribos [20]

no caso de dormentes em concreto protendido, susceptibilidade à corrosão, no caso de dormentes de aço e baixa resistência aos agentes biológicos, no caso de dormentes de madeira. Já a adição de fibras de poliolefina ao concreto tem por objetivo aumentar a resistência à tração e retardar a abertura de fissuras do mesmo. A fibra de poliolefina não está sujeita à corrosão e é mais leve do que a fibra de aço, cuja adição ao concreto já é bastante difundida mundialmente.

Pesquisas encontradas na literatura sobre a associação do concreto ao perfil pultrudado de fibra de vidro e resina para aplicação em vigas e pesquisas sobre a adição de fibras de poliolefina ao concreto são apresentadas a seguir.

2. Referencial teórico

2.1 Polímero reforçado com fibras

O polímero reforçado com fibras é um material compósito formado pela combinação de dois materiais, sendo um o reforço em fibras sintéticas e o outro a matriz polimérica, buscando alcançar propriedades que individualmente os materiais não alcançariam (Gibson [5]).

As principais fibras sintéticas são de vidro, carbono e aramida. As fibras de vidro são as mais baratas e, por isso, as mais utilizadas na fabricação de materiais compósitos. Existem diversos processos de fabricação de materiais compósitos dentre os quais se destaca a pultrusão. Tais processos dão ao produto características distintas, pois, a quantidade e a orientação das fibras têm influência sobre as propriedades físicas e mecânicas do material e sobre o seu custo de produção. A pultrusão é um processo utilizado para confecção de perfis de seção transversal constante. Ela consiste no “puxamento” de fibras impregnadas por resina, através de um molde metálico aquecido, produzindo perfis com elevadas propriedades mecânicas na direção das fibras e a um baixo custo, além de imunes à corrosão.

2.2 Associação entre perfis pultrudados e concreto para aplicação em vigas

Estudos propondo a associação entre perfis pultrudados e concreto, para aplicação em vigas, foram publicados recentemente e vem despertando o interesse de pesquisadores e de empresas. Ferdous *et al.* [6] investigaram a viabilidade de aplicação de uma viga híbrida de perfil pultrudado de GFRP e concreto geopolimérico como dormente para ferrovias. As resistências características à compressão do concreto geopolimérico e do concreto de cimento Portland foram 40 MPa e 57 MPa, respectivamente. Os perfis tubulares quadrados tinham dimensões de 190 mm x 100 mm x 10 mm x 2000 mm de comprimento. Os resultados experimentais e de simulação computacional obtidos mostraram que a ruptura da viga híbrida ocorreu devido ao esmagamento do concreto na região comprimida. Os resultados obtidos de flecha do dormente e de pressão do dormente sobre o lastro foram semelhantes aos obtidos em dormentes tradicionais de madeira, o que aumenta a possibilidade de aceitação desse tipo de dormente em transporte ferroviário leve.

Muttashar *et al.* [7] também estudaram a influência do concreto na flexão de vigas híbridas formadas por perfis tubulares quadrados de GFRP preenchidos de concreto. Os perfis tinham dimensões de 125 mm x 125 mm x 6,5 mm x 2000 mm de comprimento preenchidos por concretos com resistências médias de 10 MPa, 37,5 MPa e 43,5 MPa. Eles verificaram que os perfis preenchidos com concreto resistiram a uma carga 100% a 140% maior que os perfis ociosos e tiveram um aumento de 25% na rigidez. O incremento na resistência à compressão dos concretos (de 10 MPa a 43,5 MPa) aumentou a carga ruptura em 19% e, praticamente, não alterou a rigidez à flexão das peças.

Muttashar *et al.* [8] estudaram o comportamento à flexão de vigas multicelulares de GFRP preenchidas parcialmente de concreto. Para isso, colaram tubos pultrudados quadrados de GFRP com dimensões de 125 mm x 125 mm x 6,5 mm com adesivos epóxi, formando vigas com uma a quatro células, com comprimentos de



(a)



(b)

Figura 3

Via com (a) dormente monobloco PANDROL [20] e (b) dormente bibloco Revista Ferroviária [1]

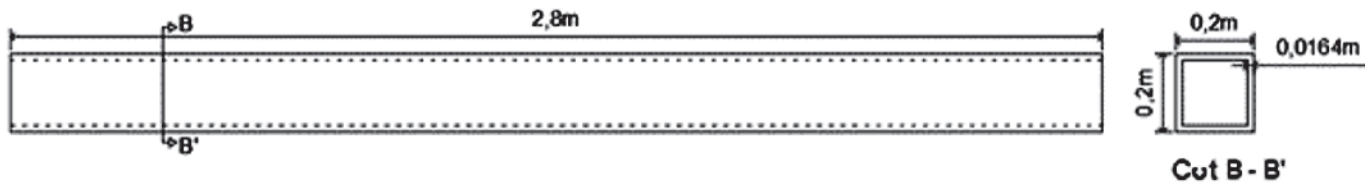


Figura 4

Vista longitudinal da seção transversal do perfil pultrudado de GFRP do protótipo (Autor)

2000 mm (unicelular), 2750 mm (duas células), 3700 mm (três células) e 5000 mm (quatro células). Os autores utilizaram concretos com resistências à compressão de 15 MPa e 32 MPa para preenchimento da célula superior das vigas multicelulares. As vigas foram testadas à flexão e seus comportamentos foram comparados com os de vigas ocas. Os resultados mostraram um aumento de até 27% na resistência das vigas multicelulares, quando comparadas com as vigas de uma única célula. O preenchimento da célula superior das vigas com concreto aumentou a capacidade de carga e a rigidez das vigas. As vigas multicelulares de GFRP preenchidas com concreto na célula superior romperam com uma carga de 38% a 80% maior e apresentaram rigidez de 10% a 22% maior do que as vigas multicelulares ocas correspondentes. O incremento da resistência à compressão do concreto das vigas de 15 MPa para 32 MPa resultou em um aumento de até 14% na carga de ruptura.

2.3 Adição de fibra de poliolefina ao concreto

Gaspar, Carneiro e Teixeira [9] estudaram a adição de fibra de aço e poliolefina em concreto submetido a impacto balístico. Os autores confeccionaram 28 placas quadradas com dimensão de 300 mm x 150 mm, sendo 14 placas com concreto de resistência convencional e outras 14 com concreto de alta resistência, todas com variação do teor volumétrico de fibras (0%, 0,5%, 1,0% e 1,5%). Para o ensaio balístico foram usados projéteis calibre 7,62 mm em cada placa de concreto, para verificar a capacidade de blindagem e o nível de danos causados a elas. Os resultados indicaram que a adição de fibras de aço e poliolefina favoreceu o aumento da resistência inicial do concreto, a capacidade de blindagem e a redução dos níveis de danos causados pelo impacto.

Alberti *et al.* [10] e Alberti *et al.* [11] estudaram a diferença na orientação e densidade das fibras de poliolefina adicionadas ao concreto convencional vibrado e ao concreto auto-adensável. Foram usadas fibras com 60 mm e 48 mm de comprimento, adicionadas ao concreto na proporção de 9 kg/m³, que equivale a 1,0 % em volume. Amostras com dimensões de 150 mm x 150 mm x 600 mm de comprimento foram moldadas e ensaiadas à flexão. A resistência característica à compressão dos concretos das amostras variou de 32,9 MPa a 39,3 MPa. As amostras de concreto auto-adensável apresentaram distribuição mais uniforme das fibras, assim como as amostras com fibras de 48 mm de comprimento apresentaram melhor orientação das fibras. Os autores concluíram que as fibras de poliolefina podem satisfazer os requisitos das normas, que consideram sua contribuição na redução das fissuras pós-pico de carga do elemento estrutural. Eles também verificaram que, enquanto o comprimento da fibra, o tipo de con-

creto e dimensões da amostra influenciam a superfície de fratura, o posicionamento e orientação das fibras em toda a peça pode ser bastante relevante para o desempenho do elemento estrutural.

3. Materiais e métodos

3.1 Projeto do dormente

O projeto de um dormente deve atender aos requisitos previstos em normas técnicas. No cenário internacional, as duas mais importantes instituições de estudam e normalizam o projeto de dormente de concreto são: a American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA) e a European Rail Research Institute (ERRI). A metodologia de projeto da ABNT NBR 11709 [12] se assemelha muito ao da AREMA [13]. Isso porque, as características das vias brasileiras, no que se refere ao tipo de transporte e à qualidade da manutenção, apresentam semelhanças em relação às características das vias americanas.

3.2 Projeto do protótipo do dormente

O protótipo do dormente é composto por um tubo pultrudado de GFRP preenchido por concreto com resistência média a compressão de 73 MPa. Considerando-se as dimensões das ombreiras do dormente em concreto protendido, optou-se por perfis com dimensões de 200 mm x 200 mm x 16,4 mm, conforme apresentado na Figura

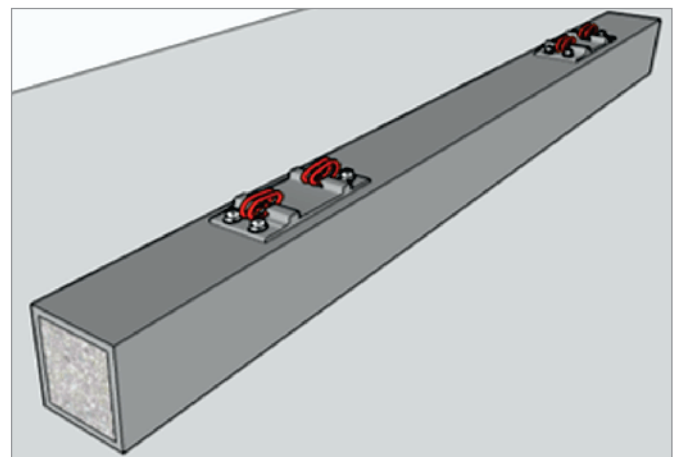


Figura 5

Desenho esquemático do dormente híbrido GFRP/concreto (Autor)

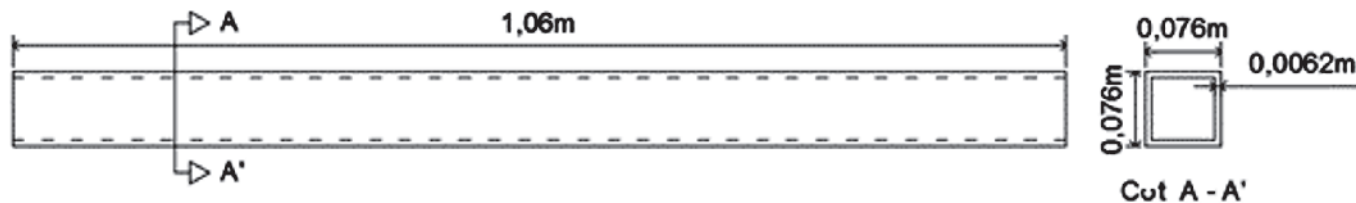


Figura 6
Vista longitudinal e seção transversal do perfil pultrudado de GFRP do modelo reduzido (Autor)

4. O comprimento de 2,80 metros é usual para dormente de concreto protendido no Brasil, por isso foi adotado neste projeto. A Figura 5 mostra o desenho esquemático do dormente híbrido de GFRP/concreto. Deve-se ressaltar que, conforme a ABNT NBR 11709 [12], a resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}) de dormentes em concreto protendido não pode ser inferior a 45 MPa.

Os perfis pultrudados de GFRP apresentam elevada resistência à tração na direção das fibras e baixo peso específico. O preenchimento dos perfis pultrudados de GFRP com concreto visa aumentar a rigidez e a resistência à flexão e ao cisalhamento da viga. Por isso, a associação entre o perfil pultrudado e o concreto pode ser uma boa alternativa para obtenção de dormentes monoblocos mais leves do que os dormentes monoblocos de concreto protendido.

Os perfis de GFRP são usualmente fabricados e comercializados no mercado brasileiro com seções tubulares quadradas, porém com dimensões de seções transversais menores do que 200 mm x 200 mm. Por isso, decidiu-se estudar um modelo reduzido de dormente, usando as dimensões de perfis disponíveis no mercado.

3.3 Projeto do modelo reduzido do dormente

Para o projeto do modelo reduzido do dormente, aplicou-se a teoria da semelhança dos modelos físicos, que permite que um modelo reduzido de estrutura reproduza o comportamento do protótipo. Para tal, fez-se a análise dimensional do problema de deformação conforme Carneiro [14] e obtiveram-se os seguintes números π representativos para o problema, que devem ser iguais no modelo reduzido e no protótipo.

$$\Pi_1 = \frac{F}{EI^2} = N_{Ho} \tag{1}$$

$$\Pi_2 = \frac{\gamma l}{E} = N_{Gal} \tag{2}$$

$$\Pi_3 = \frac{\delta}{l} \tag{3}$$

Tabela 1

Fatores de escala a serem considerados no modelo reduzido

Grandeza	Fator de escala
Flecha	$1/2,64$
Área dos perfis	$1/(2,64)^2$
Peso próprio	$1/(2,64)^3$
Carregamento aplicado	$1/(2,64)^2$
Massa adicional	$1,64$

Onde:

F é a força aplicada;

E é a módulo de elasticidade longitudinal do material;

l é a comprimento do dormente;

γ é o peso específico do material e;

δ é a flecha do dormente.

O parâmetro π_1 , designado como número de Hooke, aplica-se a materiais com comportamento elástico linear em que as tensões são proporcionais às deformações, conforme Teixeira [15]. Com o número π_1 , obtém-se a força no protótipo a partir da força no modelo reduzido, equação (5).

Como o material do modelo reduzido é igual ao material do protótipo, não é possível atender diretamente o número π_2 . Para atendê-lo indiretamente, é necessário adicionar massa ao modelo reduzido, de modo que o peso específico do protótipo (γ_p) seja igual ao peso específico aparente do modelo reduzido (γ_m) multiplicado pela relação entre o comprimento do modelo reduzido e o comprimento do protótipo, conforme a equação (6). Então, a massa a ser

adicionada no modelo reduzido deverá ser igual a $\left(\frac{l_p}{l_m} - 1\right)$ vezes a massa do modelo reduzido.

Número π_3 obtém-se a flecha no protótipo, que será a flecha do modelo reduzido multiplicada pela relação entre o comprimento do protótipo e o comprimento do modelo reduzido, conforme a equação (4).

$$\delta_p = \frac{\delta_m l_m}{l_p} \tag{4}$$

Onde:

δ_p é a flecha do protótipo;

δ_m é a flecha do modelo reduzido;

l_p é o comprimento do protótipo e;

l_m é o comprimento do modelo reduzido.

$$F_p = \frac{F_m l_p^2}{l_m^2} \tag{5}$$

Onde:

F_p é a força do protótipo e

F_m é a força do modelo reduzido.

$$\gamma_p = \frac{\gamma_m l_m}{l_p} \tag{6}$$

Onde:

γ_p é o peso específico do protótipo e;

γ_m é o peso específico do modelo reduzido.

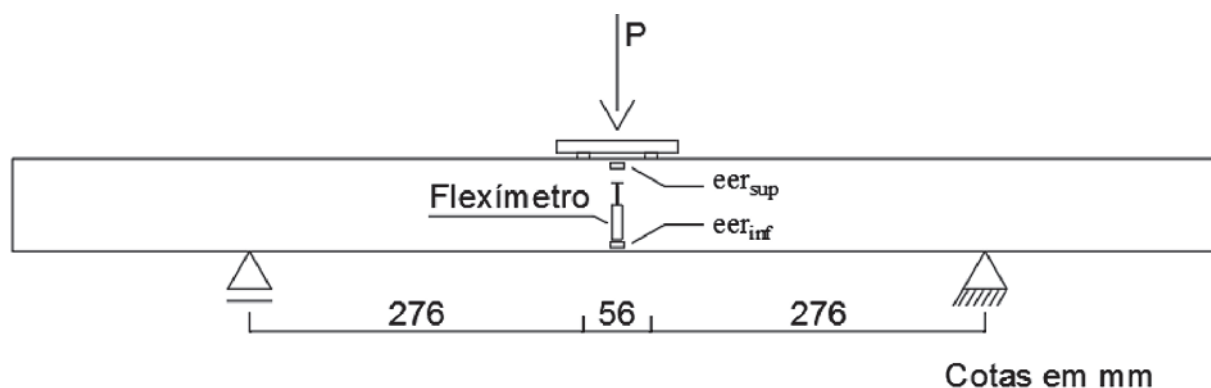


Figura 7
Esquema estrutural e instrumentação da viga (Autor)

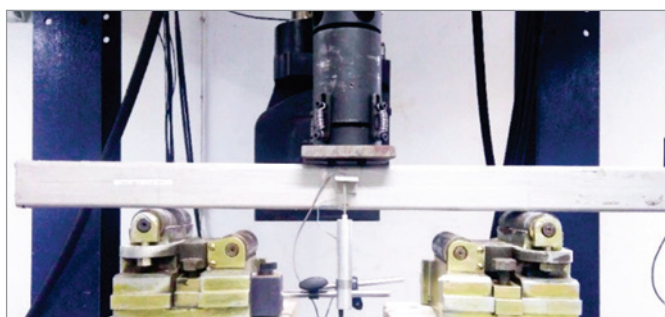


Figura 8
Modelo reduzido do dormente híbrido no início do ensaio

A escala do modelo reduzido foi definida a partir da disponibilidade de perfis no mercado brasileiro. Adotou-se o maior perfil quadrado disponível, que possuía 76 mm x 76 mm x 6,2 mm, conforme mostrado na Figura 6, resultando em um fator de escala geométrica entre o protótipo e o modelo reduzido (l_p / l_m) de 2,63.

Os fatores de escala do modelo reduzido em relação ao protótipo são apresentados na Tabela 1.

3.4 Programa experimental

Foram preparadas sete vigas híbridas GFRP/concreto, sendo duas vigas híbridas com concreto sem fibras, quatro vigas híbridas de concreto com adição de fibras de poliolefina com 25 mm de comprimento (duas com 1% em volume e duas com 2,5% em volume) e uma viga híbrida de concreto com 1% de adição em volume de fibras de poliolefina com 35 mm de comprimento.

Além das vigas, foram concretados 12 corpos de prova cilíndricos de concreto com dimensões de 150 mm x 300 mm, sendo três sem fibras, sete com adição de fibras de poliolefina com 25 mm de comprimento (quatro com 1% em volume e três com 2,5% em volume) e dois com 1% de adição em volume de fibras de poliolefina com 35 mm de comprimento. Também foi moldado um corpo de prova com dimensões de 100 mm x 200 mm, com 1% de adição de fibras de poliolefina com 25 mm de comprimento.

Juntamente com as vigas híbridas GFRP/concreto e com os corpos de prova cilíndricos, foram confeccionadas quatro vigas de concreto com 1% e 2,5% de fibras de 25 mm de comprimento e três vigas sem fibras e com 1% de fibras de 35 mm de comprimento. As vigas de concreto com variação volumétrica de fibras foram moldadas com o mesmo comprimento do modelo reduzido do dormente e com as dimensões internas do perfil pultrudado (63,6 mm x 63,6 mm x 1060 mm).

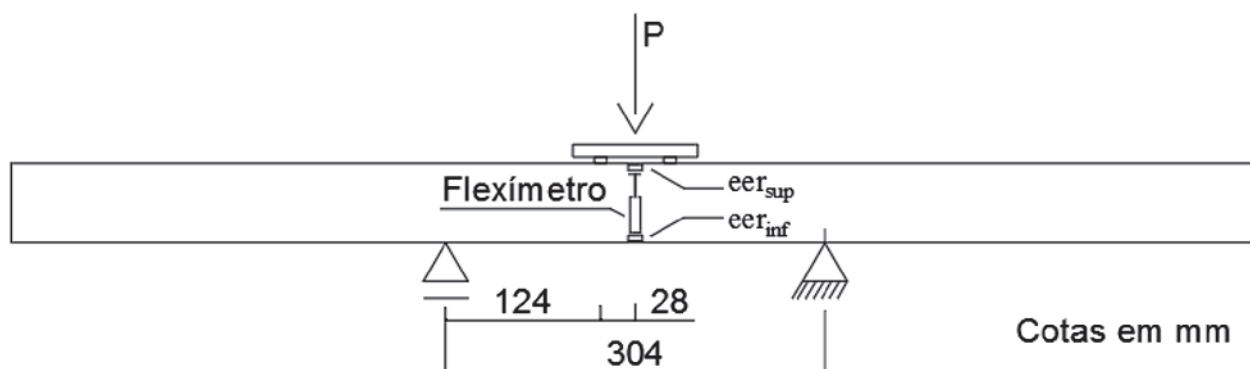


Figura 9
Esquema estrutural e de instrumentação das vigas de concreto



Figura 10
Viga preparada para ensaios de flexão

Foram preparadas amostras de GFRP para ensaio de tração e para determinação do peso específico e da fração mássica de fibras. As amostras de GFRP, os corpos de prova de concreto e as vigas híbridas foram preparados e ensaiados no laboratório de Materiais de Construção e Concreto do Instituto Militar de Engenharia (IME). Os ensaios das amostras de GFRP foram realizados conforme as normas ASTM D297 [16] e ASTM D3039/D3039M [17]. Os ensaios de compressão axial dos corpos de prova cilíndricos foram realizados conforme a norma ABNT NBR 5739 [18].

As vigas híbridas foram instrumentadas com dois extensômetros elétricos de resistência do tipo KFG-5-120-C1-11, da marca Kyowa, nos bordos superior e inferior do perfil de GFRP, no centro do vão de ensaio. Também foi utilizado um flexímetro do tipo DTH-A-50, com 50mm de curso, da marca Kyowa, para medição da flecha no centro do vão. O esquema estrutural e de instrumentação das vigas é mostrado na Figura 7.

As vigas foram ensaiadas à flexão e nos apoios foram adotados roletes de aço, conforme apresentado na Figura 8. A carga foi aplicada a uma taxa de 22 kN/min por meio de um atuador hidráulico da marca MTS, com capacidade para 1000 kN. A aquisição das cargas

Tabela 2
Resultados dos ensaios nas amostras de GFRP

Amostras	Vf totais %	Vf longas %	γ (N/m ³)	σ_{rup} (MPa)	E (MPa)
Tipo 1	64,12	51,93	18,48	372,01	31614
Tipo 2	64,12	51,93	18,48	447,63	-

Tabela 3
Resultados dos ensaios de compressão axial

% de fibras	CP	Área (mm)	Tensão média de ruptura (MPa)	E _{ci} (MPa)
Sem fibras	1			33467
	2	176,7	76,52	-
	3			-
1 - 25 mm	1			31702
	2	176,7		-
	3		70,40	-
	4	78,5		-
2,5 - 25 mm	5	176,7		30255
	1			-
	2	176,7	73,41	37252
1 - 35 mm	3			38678
	1			32932
	2	176,7	56,70	27400

e das flechas ao longo dos ensaios foi realizada por meio do programa Flextest, também da MTS, e a aquisição das deformações específicas foi feita por meio do sistema ADS 2000, da marca Lynx. As vigas de concreto com variação volumétrica de fibras foram instrumentadas com dois extensômetros elétricos de resistência (eersup e eerinf) do tipo KC - 80 - 120 - A1 - 11, da marca Kyowa, e ensaiadas à flexão com um atuador hidráulico com capacidade para 50 kN, conforme as Figuras 9 e 10, e um sistema de aquisição de cargas e deslocamentos da marca MTS. A aquisição das deformações foi feita por meio do equipamento ADS 2000, da marca Lynx.

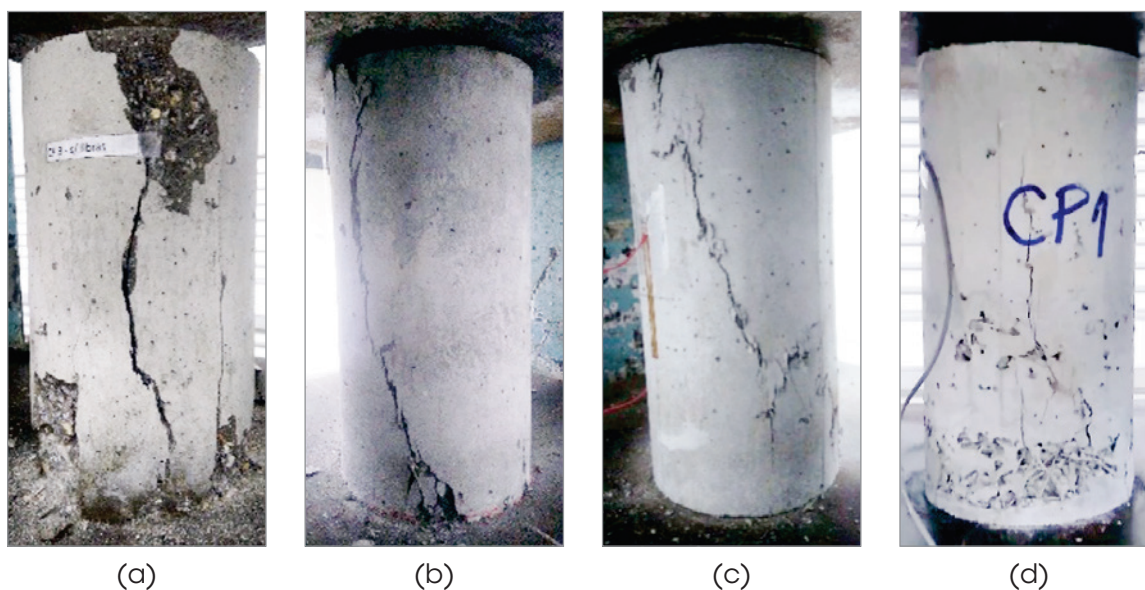


Figura 11
Corpos de prova cilíndricos após ensaio de compressão simples (a) sem fibras, (b) com 1% de fibras (25 mm), (c) com 2,5% de fibras (25 mm) e 1% de fibras (35 mm)

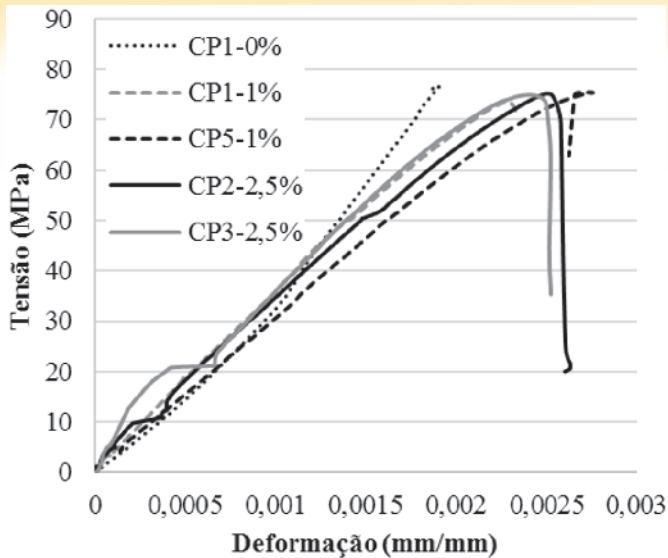
**Figura 12**

Gráfico tensão x deformação dos corpos de prova cilíndricos após ensaio de compressão simples (a) sem fibras, (b) com 1% de fibras (25 mm), (c) com 2,5% de fibras (25 mm)

4. Resultados e análises

4.1 Resultados dos ensaios do modelo reduzido

A Tabela 2 apresenta as frações mássicas de fibras totais (V_f totais %) e fibras longas (V_f longas %), o peso específico, a tensão de ruptura (σ_{rup}), a deformação de ruptura (ϵ_{rup}) e o módulo de elasticidade na tração paralelas às fibras obtidos nos ensaios realizados com amostras de GFRP. O perfil pultrudado de GFRP apresenta comportamento linear tensão x deformação até a ruptura do material por tração e ruptura frágil.

Tabela 4

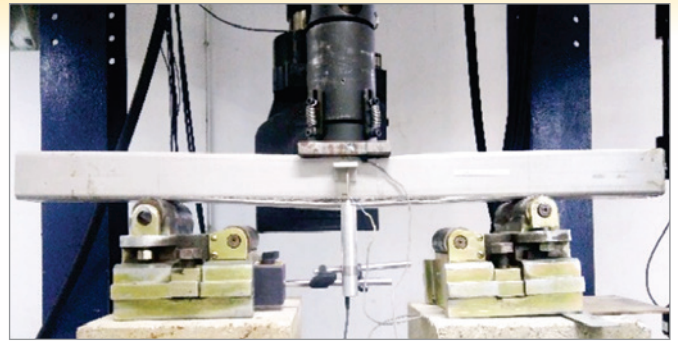
Valores médios dos resultados dos ensaios das vigas de concreto

%de fibras	P_{rup} (kN)	δ_{rup} (mm)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)
0	6,33	0,19	7,23	11,07	76,52	-
1 25 mm	5,89	0,09	7,22	9,94	70,04	-
2,5 25 mm	6,15	0,08	7,53	9,69	73,41	6,11
1 35 mm	6,35	0,31	-	-	50,70	6,08

Tabela 5

Resultados obtidos nos ensaios das vigas híbridas

% de fibras	Viga	P_{rup} (kN)	$P_{rup\ med}$ (kN)	δ_{rup} (mm)	$\epsilon_{rup\ sup}$ GFRP	$\epsilon_{rup\ inf}$ GFRP
0	MODRED2	36,92	37,1	6,03	0,0035	0,0046
	MODRED3	37,31		6,35	0,0032	0,0045
1 - 25 mm	MODRED3	37,80	37,5	7,17	0,0039	0,0044
	MODRED4	37,13		7,56	0,0027	0,0038
2,5 - 25 mm	MODRED6	39,14	40,5	7,24	0,0030	0,0055
	MODRED7	41,90		7,61	0,0042	0,0070
1 - 35 mm	MODRED1	39,56	39,6	11,88	0,0023	0,0042

**Figura 13**

Modelo reduzido do dormente híbrido após ensaio no centro do dormente

A Tabela 3 mostra as tensões médias de ruptura e o módulo de elasticidade dos concretos sem fibras e com 1% e 2,5% em volume de fibras de poliolefina com 25 mm de comprimento e 1% em volume de fibras de poliolefina com 35 mm, obtidos a partir dos ensaios de compressão. Observa-se que a adição de fibras influenciou a resistência à compressão dos corpos de prova, reduzindo-a. Além disso, a ruptura dos corpos de prova com fibras ocorreu de forma mais dúctil do que o observado para os corpos de prova sem adição de fibras, conforme se verifica nas fotos da Figura 11 e no gráfico tensão x deformação da Figura 12. Também se pode observar que a resistência do corpo de prova com 1% de fibras de 35 mm foi bem menor quando comparada ao seu semelhante com fibras de 25 mm. Isso ocorreu devido ao grande número de vazios da amostra, conforme se verifica Figura 11.

A Tabela 4 apresenta os valores médios de carga, flecha e tensões normais na ruptura e módulo de elasticidade das vigas de concreto com variação volumétrica de fibras ensaiadas.

Os resultados de carga, flecha e deformações específicas nos bordos superior e inferior do perfil de GFRP obtidos na ruptura das vigas são apresentados na Tabela 5 e uma foto típica da viga híbridas após o ensaio é apresentada na Figura 13.

A ruptura das vigas híbridas ocorreu no bordo inferior e foi devida

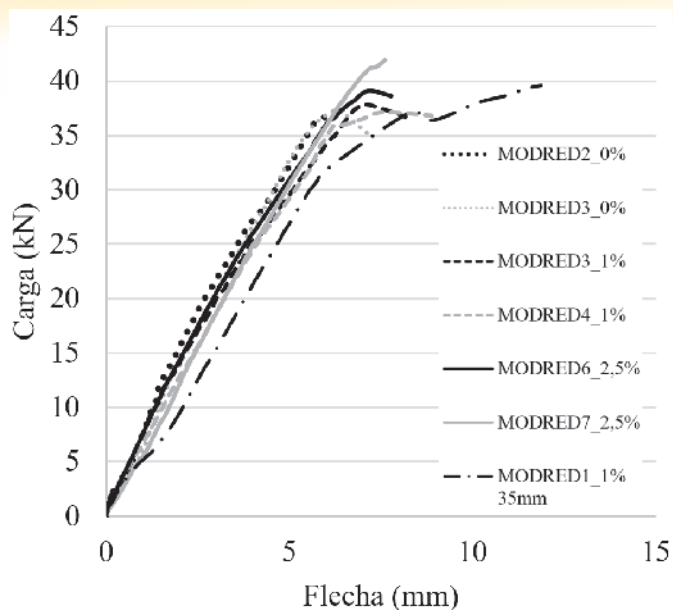


Figura 14
Gráficos carga x flecha das vigas híbridas com concreto sem fibra, com 1% e 2,5 % de fibra com 25 mm

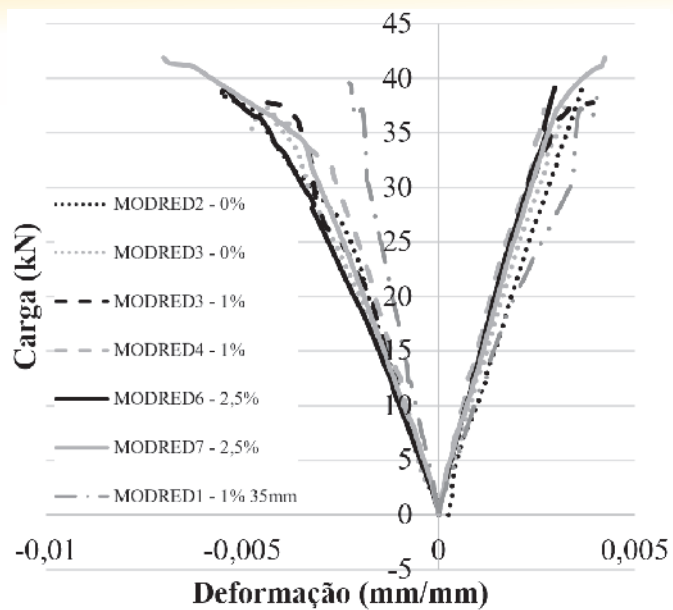
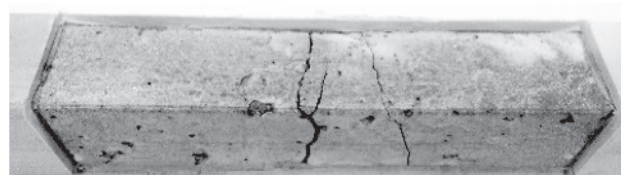


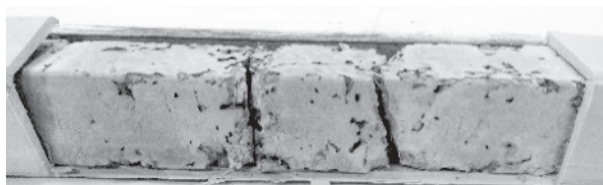
Figura 15
Gráficos carga x deformações das vigas híbridas com concreto sem fibras, com 1% e 2,5% de fibras de 25 mm e 1% de fibras de 35 mm



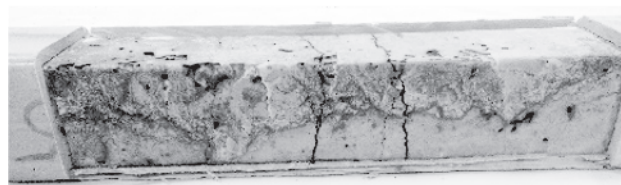
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 16
Fissuras no concreto das vigas híbridas sem fibras (a) e com fibra de poliolefina: 1% de 25 mm (b), 2,5% de 25 mm (c) e 1% de 35 mm (d), após os ensaios de flexão no centro

Tabela 6

Resultados calculados a partir dos ensaios das vigas híbridas

% de fibras	Viga	$\sigma_{rup\ sup\ GFRP}$	$\sigma_{rup\ inf\ GFRP}$
0	MODRED2	80,80	106,20
	MODRED3	82,03	115,35
1 - 25 mm	MODRED3	80,79	91,15
	MODRED4	81,63	114,89
2,5 - 25 mm	MODRED6	84,23	154,41
	MODRED7	91,53	152,56
1 - 35 mm	MODRED1	85,20	155,58

Tabela 7

Resultados calculados a partir dos ensaios das vigas híbridas

% de fibras	Viga	$\epsilon_{rup\ sup\ concreto}$	$\sigma_{rup\ sup\ concreto}$
0	MODRED2	0,0028	93,70
	MODRED3	0,0026	87,01
1 - 25 mm	MODRED3	0,0032	99,13
	MODRED4	0,0022	68,15
2,5 - 25 mm	MODRED6	0,0023	87,31
	MODRED7	0,0033	125,28
1 - 35 mm	MODRED1	0,0018	54,29

à ruptura do concreto por cisalhamento seguida pela ruptura do perfil de GFRP paralelamente às fibras. A menor carga da ruptura na viga híbrida com 1% de fibras de 25 mm de comprimento deve-se à menor resistência à compressão do concreto da mesma.

Os gráficos das Figura 14 e Figura 15 apresentam as curvas carga x flecha e tensão x deformação das amostras, respectivamente. Verifica-se que todas as vigas híbridas apresentaram rigidez semelhante, sendo que as vigas com adição de fibras apresentaram maior ductilidade próximo à ruptura.

Ao longo dos ensaios notou-se uma boa aderência na interface perfil/concreto, ocorrendo o descolamento entre o perfil e o concreto somente após a ruptura do concreto, culminando no modo de ruptura anteriormente descrito.

A adição de fibras ao concreto contribuiu para o aumento da carga de ruptura das vigas híbridas devido ao incremento da resistência

à tração dos concretos. O preenchimento do perfil de GFRP com concreto impediu a flambagem local das almas do perfil de GFRP. A menor carga da ruptura na viga híbrida com 1% de fibras de 25 mm de comprimento deveu-se à menor resistência à compressão do concreto da mesma.

Os valores de flecha no centro das vigas híbridas sem e com adição de fibras variaram de L/101 (vigas com 1% de fibras com 35 mm de comprimento) a L/51 (vigas com 1% de fibras com 35 mm de comprimento), sendo L o comprimento do vão.

A Figura 16 mostra as fissuras padrão nos concretos das vigas híbridas sem fibra e com fibras. Pode-se notar que a adição de fibras de poliolefina reduziu a abertura das fissuras nas vigas com 2,5% em peso de fibras com 25 mm de comprimento e com 1% em peso de fibras de 35 mm de comprimento. Os concretos com adição de fibras também apresentaram maior número de vazios. Em nenhum dos ensaios ocorreu esmagamento do concreto comprimido.

A Tabela 6 apresenta as tensões normais nos bordos superior e inferior do perfil de GFRP obtidas a partir das equações (7) e as tensões normais no bordo inferior do perfil de GFRP obtida pela Lei de Hooke. Verifica-se uma boa aproximação dos resultados.

As tensões nos bordos superior e inferior do perfil de GFRP, equações (7) e (8), foram calculadas a partir do momento fletor e da posição da linha neutra, equação (9), na seção do meio do vão. A posição da linha neutra foi obtida a partir das deformações específicas nos perfis de GFRP medidas nos ensaios, desprezando-se o concreto tracionado e considerando-se uma seção homogênea equivalente do concreto.

$$\sigma_{supGFRP} = \frac{M \cdot y}{I} \cdot n \tag{7}$$

Onde:

$\sigma_{sup\ GFRP}$ é a tensão no bordo superior do perfil de GFRP;

M é momento fletor;

y é a altura da linha neutra;

I é o momento de inércia da seção homogênea equivalente de concreto mostrada na Figura 17;

n é a relação entre os módulos de elasticidade do GFRP e do concreto.

$$\sigma_{infGFRP} = \frac{M \cdot (h - y)}{I} \cdot n \tag{8}$$

Onde:

$\sigma_{inf\ GFRP}$ é a tensão no bordo inferior do perfil de GFRP;

M é momento fletor;

y é a altura da linha neutra;

h é a altura do perfil;

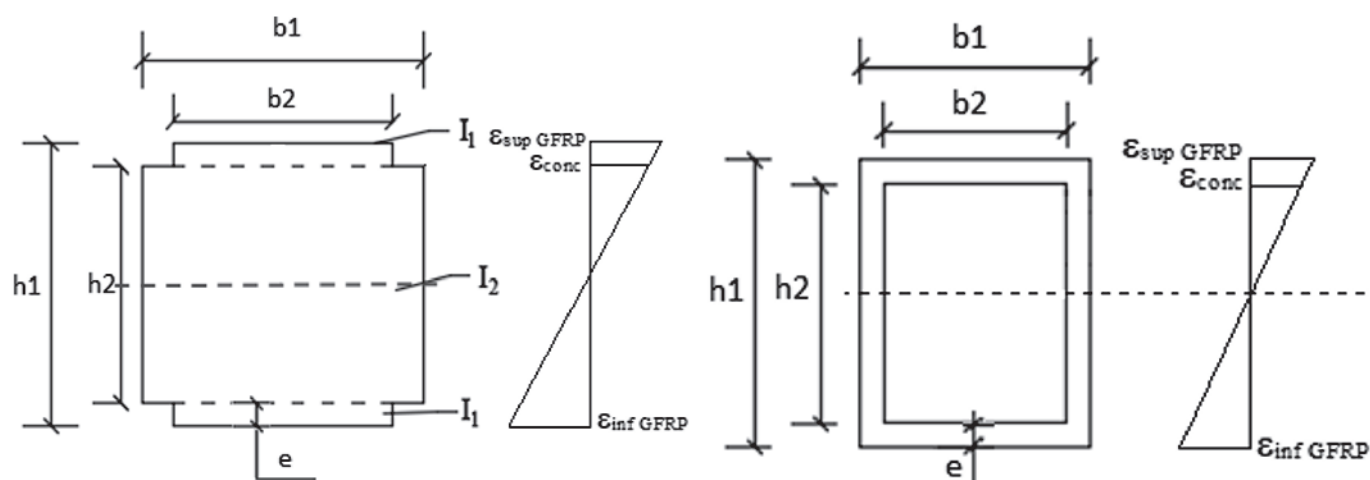


Figura 17

Seção homogênea equivalente de concreto

Tabela 8

Valores de V_c calculados para cada percentual volumétrico de fibras

% de fibras	f_{ctm}	f_{ctd}	V_c (kN)
0	11,07	7,75	18,81
1 - 25 mm	9,94	6,96	16,24
2,5 - 25 mm	10,39	7,27	17,64
1 - 35 mm	8,99	6,29	15,26

I é o momento de inércia da seção homogênea equivalente de concreto mostrada na Figura 17.

$$y = \frac{\epsilon_{supGFRP} \cdot b}{\epsilon_{supGFRP} + \epsilon_{infGFRP}} \quad (9)$$

onde:

y é a altura da linha neutra;

$\epsilon_{supGFRP}$ é deformação específica no bordo superior do perfil de GFRP;

b é a largura da base do perfil de GFRP;

$\epsilon_{infGFRP}$ é deformação específica no bordo inferior do perfil de GFRP. A Tabela 7 apresenta as deformações específicas e tensões normais de ruptura no bordo superior do concreto da viga, calculadas conforme as equações (10) e (11), considerando a aderência perfeita entre GFRP/concreto e os módulos de elasticidade médios obtidos nos ensaios de compressão axial (Tabela 3), com exceção para o concreto com fibras em que se obteve apenas um resultado de módulo de elasticidade.

$$\epsilon_{conc} = \frac{\epsilon_{supGFRP} \cdot (y - e)}{y} \quad (10)$$

Onde:

ϵ_{conc} é deformação específica no concreto;

$\epsilon_{supGFRP}$ é deformação específica no bordo superior do perfil de GFRP;

y é a altura da linha neutra;

e é a espessura do perfil de GFRP.

$$\sigma_{conc} = \frac{M \cdot y}{I} \quad (11)$$

onde:

σ_{conc} é a tensão no concreto;

M é momento fletor;

y é a altura da linha neutra;

I é o momento de inércia da seção homogênea equivalente de concreto mostrada na Figura 17.

Verifica-se que as tensões calculadas se aproximaram das tensões resistentes de compressão obtidas nos ensaios dos corpos de prova cilíndricos. As tensões médias de tração nos tubos de GFRP das vigas híbridas corresponderam de 23,72 % a 41,82 % da tensão média obtida no ensaio de tração de tiras do perfil de GFRP, Tabela 2.

Conforme relatado anteriormente, a ruptura do perfil de GFRP de todas as vigas híbridas ocorreu por cisalhamento do concreto, o que se confirma por meio do cálculo da parcela da força cisalhante suportada apenas pelo concreto, V_c , pela equação [12] para cada percentual volumétrico de fibras. No cálculo considerou-se f_{ctd} como sendo 70% de f_{ctm} (Tabela 4) obtido dos ensaios das vigas de concreto apresentados anteriormente. Os valores de f_{ctd} e V_c são apresentados na Tabela 8.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

onde:

V_c é força de cisalhamento

b_w é a largura de concreto das vigas híbridas;

d é a altura de concreto.

Pode-se perceber que as forças cortantes das vigas híbridas, correspondentes a $P_{rup}/2$ (Tabela 5) obtidas nos ensaios em laboratório, ficaram bem próximas da parcela da força cisalhante suportada apenas pelo concreto, ratificando a ruptura da viga por cisalhamento.

Tabela 9

Peso específico e massa estimada nos protótipos de dormente

% de fibras	Vigas	$\gamma_{médio}$ (kN/m³)	Protótipo	
			Massa (kg)	Massa média (kg)
0	MODRED2	21,6	246,19	247,0
	MODRED3		248,76	-
1 - 25 mm	MODRED3	21,4	246,92	245,0
	MODRED4		241,77	-
2,5 - 25 mm	MODRED6	20,1	228,16	230,5
	MODRED7		223,74	-
1 - 35mm	MODRED3	19,4	221,90	221,9

Tabela 10

Cargas de ruptura estimadas nos protótipos de dormente

% de fibras	Vigas	Protótipo	
		P_{rup} (kN)	$P_{méd rup}$ (kN)
0	MODRED2	255,82	257,17
	MODRED3	258,52	
1 - 25 mm	MODRED3	261,95	259,63
	MODRED4	257,31	
2,5 - 25 mm	MODRED6	271,40	281,03
	MODRED7	290,65	
1 - 35mm	MODRED3	274,37	-

Tabela 11

Flechas de ruptura obtidas nos protótipos de dormente

% de fibras	Vigas	Protótipo		$\frac{L}{\delta}$
		δ_{rup} (mm)	$\delta_{méd rup}$ (mm)	
0	MODRED2	15,92	16,34	L/98
	MODRED3	16,76		
1 - 25 mm	MODRED3	18,93	19,45	L/82
	MODRED4	19,96		
2,5 - 25 mm	MODRED6	19,11	19,60	L/82
	MODRED7	20,09		
1 - 35mm	MODRED3	31,36	-	L/51

4.2 Resultado no protótipo

Utilizando a Teoria da Semelhança dos Modelos Físicos Carneiro [14] Teixeira [15] e considerando os resultados dos ensaios dos modelos reduzidos, pode-se estimar os valores de carga e flecha de ruptura e massas dos dormentes em verdadeira grandeza, que são apresentadas nas Tabelas 9, 10 e 11.

Verifica-se que o aumento do volume de fibras no dormente reduziu a massa do mesmo. Os dormentes com 1% de fibras de 25 mm, 2,5% de fibras de 25 mm e 1% de fibras de 35 mm de comprimento ficaram 0,81%, 6,68% e 10,16% mais leves que os dormentes sem fibras. Comparando com o dormente de concreto protendido, os dormentes híbridos eles apresentaram uma redução de peso de 36,7%, 37,3%, 41,1% e 43,1%, para sem fibras, 1% de fibras de 25 mm, 2,5% de fibras de 25 mm e 1% de fibras de 35 mm, respectivamente.

As cargas de ruptura estimadas no protótipo foram superiores à carga de ruptura de 120 kN obtidas por Bastos [2] nos ensaios de momento negativo no centro do dormente de concreto protendido. Os valores foram 114,3%, 116,4%, 134,2% e 128,6% superiores à carga de ruptura do dormente protendido, respectivamente, nos

dormentes híbridos sem fibras, com 1% de fibras de 25 mm de comprimento, com 2,5% de fibras de 25 mm de comprimento e 1% de fibras de 35 mm de comprimento. Isto ocorreu mesmo sendo o momento de inércia do dormente híbrido proposto correspondente a 41,6% do momento de inércia do dormente em concreto protendido usual, cuja seção transversal no centro do dormente é apresentada na Figura 18. As cargas de ruptura no protótipo foram estimadas subtraindo-se da carga de ruptura do modelo reduzido o peso que teve que ser adicionado ao mesmo e multiplicando-se o valor obtido pelo fator de escala do carregamento aplicado. A carga adicional ao modelo reduzido foi calculada pela equação (13) e a carga de ruptura do protótipo foi calculada pela equação (14). A Tabela 12 apresenta as cargas de ruptura e adicionais do modelo reduzido e as cargas médias estimadas nos protótipos.

$$P_{ad} = 1,64 \cdot \gamma \cdot V_{med} \quad (13)$$

Onde:

γ é peso específico da viga;

V_{med} é o volume médio do protótipo.

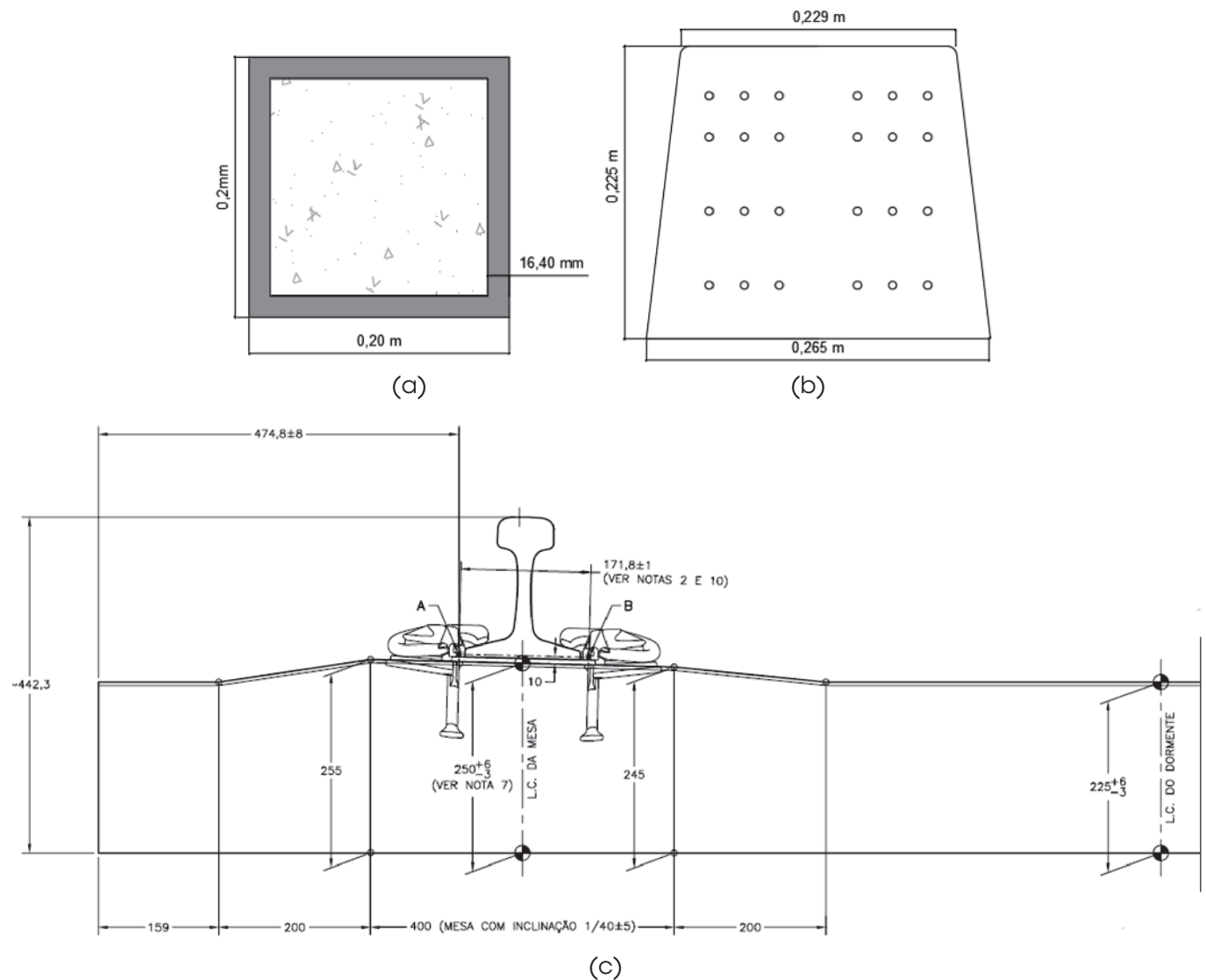


Figura 18

Seção transversal no centro do dormente: (a) híbrido, (b) de concreto protendido e (c) seção simétrica do dormente monobloco de concreto DORBRÁS [19]

Tabela 12

Cargas de ruptura e cargas adicionais dos modelos reduzidos e cargas de ruptura dos protótipos (carregamento no centro do dormente)

% de fibras	Vigas	Modelo reduzido			Protótipo	
		P_{rup} (kN)	$P_{méd\ rup}$ (kN)	Peso adicional (kN)	P_{rup} (kN)	$P_{méd\ rup}$ (kN)
0	MODRED2	36,92	37,12	0,215	255,82	257,17
	MODRED3	37,31		0,218	258,52	
1 (25 mm)	MODRED3	37,80	37,46	0,216	261,95	259,63
	MODRED4	37,13		0,211	257,31	
2,5 (25 mm)	MODRED6	39,14	40,52	0,199	271,40	281,03
	MODRED7	41,90		0,197	290,65	
1 (35 mm)	MODRED3	39,56	39,56	0,194	274,37	274,37

$$P_{rup\ prot} = (P_{rup\ mod} - P_{ad}) \cdot 2,64^2 \quad (14)$$

Onde:

$P_{rup\ mod}$ é a carga de ruptura do modelo reduzido;

P_{ad} é a carga adicional do modelo reduzido.

Porém, deve-se ressaltar que as dimensões da seção transversal do dormente híbrido proposto (200 mm x 200 mm) são inferiores às do dormente em concreto protendido usual (225 mm x 265 mm x 250 mm - base menor x base maior x altura).

As flechas de ruptura médias estimadas nos protótipos de dormente variaram de L/51 a L/82. Esses valores foram inferiores ao valor de L/41 obtido por Muttashar [7], indicando um bom desempenho do dormente híbrido proposto.

5. Conclusão

A adição de fibras ao concreto pouco aumentou a carga de ruptura das vigas e possibilitou maiores tensões de tração no bordo inferior do tubo de GFRP, sugerindo uma maior deformação de tração do concreto com fibras em relação ao concreto sem fibras até a ruptura.

A adição de fibras de poliolefina também contribuiu com a diminuição das larguras das fissuras nos concretos com 2,5% em volume de fibras de 25 mm de comprimento e 1% em volume de fibras de 35 mm de comprimento.

Nos ensaios com carregamento no centro do dormente, a ruptura de todas as vigas híbridas ocorreu no bordo inferior devida à ruptura do concreto por cisalhamento seguida pela ruptura do perfil de GFRP paralelamente às fibras. Em nenhum dos ensaios ocorreu a ruptura do concreto comprimido.

Os valores de flecha no dormente proposto variaram de L/101 a L/51, tendo sido ligeiramente inferiores aos valores obtidos por Gibson [5] e se aproximando dos valores obtidos para dormentes de madeira, conforme mencionado por este mesmo autor.

Os dormentes propostos com 1% de fibras de 25 mm, 2,5% de fibras de 25 mm e 1% de fibras de 35 mm de comprimento ficaram 0,81%, 6,68% e 10,16% mais leves que os dormentes sem fibras, respectivamente. As cargas de ruptura média dos dormentes híbridos foram 114,3%, 116,4%, 134,2% e 128,6% superiores à carga de ruptura do dormente protendido, respectivamente, para os dormentes híbridos sem fibras, com 1% de fibras de 25 mm de

comprimento e com 2,5% de fibras de 25 mm de comprimento, nos ensaios de momento negativo no centro do dormente.

Por fim, pode-se concluir que os desempenhos dos dormentes propostos foram bastante satisfatórios em termos de resistência e peso, comparando-os com dormentes em concreto protendido, sendo uma alternativa viável tecnicamente. Como recomendação para trabalhos os autores sugerem a realização de ensaios de fadiga e ensaios em um dormente na escala do protótipo.

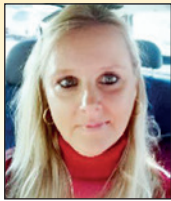
6. Referências bibliográficas

- [1] PLANETA FERROVIA - Bitolas Ferroviárias, 2014. Available in: <http://planetaferrovia.blogspot.com/2014/01/bitolas-ferrovias.html>, Access in July 2018.
- [2] BASTOS, S, S, Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçado com fibras de aço, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, Brasil, 1999.
- [3] TRINDADE, E. J. Análise sobre a utilização de dormentes de concreto como solução alternativa para a via permanente na MRS Logística S. A. Trabalho Final de Curso, Programa de Especialização de Transporte Ferroviário, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.
- [4] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT, PIM - Procedimento de Inspeção de Material, Dormente de Aço para Via Férrea. Available in: www.dnit.gov.br/...e...para.../PIM%20016%20-%20Dormente%20de%20Aço.pdf, acesso em abril de 2018.
- [5] GIBSON, R. F., Principles of Composite Material Mechanics, Ed, McGraw-Hill, 1994.
- [6] FERDOUS, W., KHENNANE, A., KAYALI, O., Hybrid FRP-concrete railway sleeper, University of New South Wales, Canberra, Australia, 2013.
- [7] MUTTASHAR, M., MANOLO, A., KARUNASENA, W., LOKUGE, W., Influence of infill concrete strength on the flexural behaviour of pultruded GFRP square beams, Composite Structures, v. 145, p. 58-67, 2016.
- [8] MUTTASHAR, M., MANOLO, A., KARUNASENA, W., LOKUGE, W., Flexural behaviour of multi-celled GFRP composite beams with concrete infill: Experiment and theoretical analysis, Composite Structures, v. 159, p. 21-33, 2017.
- [9] GASPAR, D. H., CARNEIRO, L. A. V., TEIXEIRA, A. M. A. J.,

- Estudo de placas de concreto com fibras de aço e de poliolefinas submetidas a impacto balístico. REVISTA MILITAR DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA, v. XXXIII, p. 57-62, 2016.
- [10] ALBERTI, M. G., ENFADAQUE, A., GÁLVEZ, J. C., AGRAWAL, V., Reliability of polyolefin fibre reinforced concrete beyond laboratory sizes and construction procedures, Composite Structures, v. 140, p. 506-524, 2016.
- [11] ALBERTI, M. G., ENFADAQUE, A., GÁLVEZ, J. C., AGRAWAL, V., Fibre distribution and orientation of macro-synthetic polyolefin fibre reinforced concrete elements, Construction and Building Materials, v. 122, p. 505-517, 2016.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dormente de concreto - Projeto, materiais e componentes. - NBR 11709, Rio de Janeiro, 2015.
- [13] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE ASSOCIATION. Manual for Railway Engineering - Concrete Ties. - AREMA, v.1, cap 30, 2016.
- [14] CARNEIRO, F. L., Análise dimensional e teoria das semelhanças e dos modelos físicos, Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 256p, 1996.
- [15] TEIXEIRA, A. M. A. J., Ponte desmontável em material compósito de fibra de vidro, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007.
- [16] AMERICAN SECTION OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR TESTING MATERIALS. Standard Test Methods for Rubber Products - Chemical Analysis. - ASTM D297, Philadelphia, PA, 2013.
- [17] AMERICAN SECTION OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR TESTING MATERIALS. Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials. - ASTM D3039/D3039M, Philadelphia, PA, 2008.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, Rio de Janeiro, 1994.
- [19] COMPANIA BRASILEIRA DE DORMENTES – DORBRÁS. Available in: <http://dorbras.com.br>. Acesso em agosto 2016.
- [20] MUNDO DAS TRIBOS, Dormente de Madeira. Rio de Janeiro. Available in: <http://www.mundodastribos.com/dormentes-de-madeira-precos.html> Acesso em jan de 2017.
- [21] PANDROL, Track Report, France, 1996, Available in: <http://www.pandrol.com/download/pandrol-track-report-1996/>. Acesso em: maio de 2017.

Experimental study of concrete mixtures to produce UHPRC using sustainable brazilians materials

Estudio experimental de mezclas de concreto para producir UHPRC usando materiales brasileños sustentables



R. R. AGUIRO^a
rosangel.rojas@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0003-0776-599X>

C. KORZENOWSKI^b
christa-korzenowski@uergs.edu.br
<https://orcid.org/0000-0001-6500-2910>

J. R. Y. AGUIRRE^a
jose.aguirre@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0002-2557-8779>

A. CAMPOS FILHO^a
americo@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0001-7764-3010>

L. C. P. DA SILVA FILHO^c
lcarlos66@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-3703-7328>

C. S. MALLMANN^c
carolinamallmann98@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-4856-5361>

Abstract

An experimental study is presented to produce Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPRC) with sustainable materials produced in Brazil. A complete factorial arrangement was defined and five controllable factors were selected based on the literature review. Cylindrical specimens were tested at 7, 14 and 28 days of curing, with and without heat treatment. The residual deviations of the results were determined and an analysis of variance using ANOVA was applied to know the contribution of each controllable factor on the compressive strength, which reached a maximum value of 138.12 MPa. Finally, a mix design is proposed to obtain UHPRC by applying a simple manufacturing procedure using commercial materials, with which a high performance concrete can be obtained, reaching at least 70% of its strength in seven days.

Keywords: UHPRC, sustainable, compressive strength, ANOVA.

Resumen

Se presenta un estudio experimental para producir Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPRC) con materiales sustentables producidos en Brasil. Un arreglo factorial completo fue definido y cinco factores controlables fueron seleccionados basados en la revisión bibliográfica. Especímenes cilíndricos fueron ensayados a los 7, 14 y 28 días de curado, con y sin tratamiento térmico, para determinar la resistencia a la compresión. Desvíos residuales fueron determinados y se aplicó un análisis de varianza usando ANOVA para conocer la contribución de cada factor controlable sobre la resistencia a la compresión, la cual alcanzó un valor máximo de 138,12 MPa. Al final se propone un diseño de mezcla para obtener UHPRC aplicando una metodología simple de fabricación usando materiales comerciales, con los cuales se puede obtener un concreto de alto desempeño que alcanza a los siete días de curado el 70% de su resistencia.

Palavras-chave: UHPRC, sustentable, resistencia a la compresión, ANOVA.

^a Universidade Federal do Rio Grance do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;

^b Universidade Estadual do Rio Grande do Sul, Bento Gonçalves, RS, Brasil;

^c Universidade Federal do Rio Grance do Sul, Laboratorio de Ensaio e Modelos Estruturais, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) is an innovative material that it can achieve resistances to the upper compression to the 150 MPa with 28 days of curing. This allows the construction of structural elements that bear large spans with a smaller cross section than those built with traditional concrete. Its composition includes cement, mineral additives (eg silica fume, fly ash, granular blast furnace slag, quartz powder), silica sand, superplasticizer and water, to form a dense matrix without coarse aggregate with low porosity and high strength.

This high resistance is achieved mainly by the large amount of cement in the mixture, making it also expensive in a material that impacts the environment. The cost of UHPFRC per m³ has been reported four to five times higher than traditional concrete, using only cement as binder, Fehling, et al. [1], however, using UHPFRC can reduce by one third or half the weight of the structure under the same loads, Yoo and Yoon [2], allowing to design foundations with smaller geometries and in general it makes possible that the final cost of the work may be diminished, Tanaka, et al. [3].

At first glance it may be thought that concrete with ultra-high performance will require high amounts of cement and consequently will cause great polluting effects for the environment. It is well known that the construction industry emits a third of the CO₂ to the atmosphere where the cement is responsible for 7%, UN-STAT [4]. However, sustainable designs can be produced with UHPFRC by adding Silica Fume (SF) and blast furnace slag or Ground Granulated Blast-furnace Slag (GGBS) as partial substituting binder materials of cement. The SF and the GGBS are materials from industrial waste that provide, in addition to savings, lower CO₂ emissions to the environment for each m³ of ultra-resistant concrete manufactured. Several researches have been developed using UHPFRC with green design and it has been demonstrated that the use of sustainable materials, partial cement substituents, do not significantly decrease the compressive strength of the UHPFRC, besides making it economically feasible. The research of Hassan et al. [5], Yu et al [6], Habel et al [7] and Yang et al. [8], are an example of this, in all those cases industrial residues (SF, GGBS) were considered as substitute materials for cement, with which economic mixtures with ultra-high strength were obtained.

Mixtures of UHPFRC can be manufactured without the inclusion of fibers, called UHPRC, in these cases the compressive strength after 28 days of curing can vary between 100 and 130 MPa. In this work, we intend to study nine types of mixtures to produce UHPRC using sustainable materials from Brazil. An analysis of variance applying ANOVA will be applied to the results to determine the percentage of contribution of each controllable factor (age of the sample, granulometry of the slag, type of mixture and type of curing) in the response variable (compressive strength).

1.1 Objective

Produce mixing designs for concrete with ultra-high performance without the use of fibers (UHPRC) using sustainable materials from Brazil.

2. Literature review

2.1 Historic development of concrete with ultra-high strength

After Aspdin and Parker patented Portland Cement in 1824, its use as a cementitious material in concrete increased rapidly. When Joseph Lambot in 1849 built and patented his ship using concrete and steel detonated the visionary spirit of Joseph Monier, who, buying that patent, solved the problem of the fragility of the flower-pots that he was building, and in the following three decades the advance of his technique was such that achieved to build beams and bridges in reinforced concrete. Since then the progress of civil engineering was accelerated around the world, illustrated by the construction of skyscrapers, bridges with large lights, structures for water control, etc. In each of these works, new challenges were assumed for structural mechanics and for knowledge in construction materials, in the present, the challenge of using reinforced concrete in a rational and sustainable manner are added. A continuación se realiza, en orden cronológico, una breve revisión de la literatura con enfoque en la evolución de la resistencia a la compresión del concreto.

Year 1874: Berard, Ahoille obtained a patent called "Improvements of the artificial stone for pavements", in which he describes the process to obtain a block of artificial gray granite stone, filling molds with a mixture formed by two parts of gravel, two parts of sand, two parts of hydraulic lime, a part of iron waste similar to a fiber and water.

Year 1898: René Féret [10] established the principles of optimal composition that lead to obtaining concrete of specified strength. Established the relationship between the compressive strength of concrete and the volumes of cement, water and voids.

Year 1927: Otto Graf, pioneer in the field of concrete roads, established the general criteria that must be met to build roads with high resistance to compression, impact, traction and resistance to chemical attacks, Reinhardt [11]. He also investigated and published the influence of fines on cement properties, the water / cement ratio (w / c) on the strength and the use of furnace slag to decrease the shrinkage of the concrete. In the 1950s, it reached 70 MPa in concrete mixtures used on roads with high durability, Fehling et al. [1].

Year 1930: Eugene Freyssinet [12], designed and built beams for bridges with high initial strength and included heat treatment in curing. It used steam around concrete molds to significantly shorten the time of concrete curing, aspects that are currently in force to accelerate the development of UHPRC strength.

Year 1966: Kurt Walz showed that, using special production methods, it was possible to achieve a resistance of 140 MPa, Fehling et al. [1].

Year 1970: Yudenfreund, et al. [13] reached 240 MPa after 180 days of curing at 25°C, using Portland cement pastes with w/c ratios of 0.2 and 0.3. The specimens tested were cubes compressed laterally, to avoid the effects of a possible sedimentation before hardening. They used two types of previously ground Clinker, until reaching a fineness of 6000 to 9000 cm²/g measured by the Blaine method.

Year 1972: Roy, et al [14] reached 509.52 MPa using cylinders, ½" diameter by ½" high, with Portland cement paste with zero porosity, applying high densification pressure (between 25000 to 50000 psi) with thermal treatment close to 150 °C. Using 100000 psi pressure without thermal treatment they achieved 318 MPa.

Year 1973: Roy and Gouda [15] experienced high resistances, between 175.40 MPa and 652.24 MPa applying high temperature and/or pressure, verified that the high compressive strength of concrete is mainly due to the low porosity of the concrete mix, and not only to the largest amount of anhydrous Clinker.

Year 1981: Birchall et al. [16] showed that the removal of macroscopic faults during the preparation of cement pastes, allows to obtain resistance to bending between 60 to 70 MPa and compressive strengths greater than 200 MPa, without the need for fiber reinforcement and without the need to apply a high compaction pressure. The removal of these faults was done by combining the control of the rheological properties of the material and an efficient mixture, this new concrete was classified as Macro Defect Free (MDF). Bache, H. [17] presented an article in the 2nd international conference on superplasticizers in concrete, in which he describes a new type of material typified as Densified Systems Particles (DSP), with a high durability, and which has three to five times the strength of the traditional concrete of that time. Such properties are possible to achieve thanks to the use of a large amount of silica fume and superplasticizer, which allows a dense packing of the concrete matrix and can reach resistance between 120 to 270 MPa. They also discuss geometrical, kinematic and dynamic principles to arrange fine particles in a dense structure, as well as in the development of new material properties, such as ductility and high tensile strength.

Year 1982: Lankard and Lease [18] proposed the Slurry Infiltrated Fibered Concrete (SIFCON) technique which involves filling the formwork with bulk fibers and injecting a fluid mortar suspension. They verified that the addition of steel fibers to refractory cements, with a proportion of 2% in volume, give place to significant improvements in the properties of these materials, and they also proposed a new procedure where steel concentrations are higher than 16 % in volume, the engineering properties and in-service behavior of some of these reinforced composite materials are discussed.

Year 1983: Hjorth et al. [19] patented and marketed a mixture of concrete with small densified particles. They also used silica fume as a mineral additive and as a chemical additive to the superplasticizer, with both reaching compressive strengths between 120 and 250 MPa.

Year 1994: Larrard and Sedran [20] were one of the first to use the term Ultra-High Performance Concrete (UHPC) to refer to a fluid mortar produced with an optimum density. They used the Suspension Solids Model (SSM), as a particle packing model, based on the Mooney model. They tested different mixtures, with a water/binders ratio (w/b) between 0.106 and 0.178. They reached a resistance of 237.90 MPa when applying curing system that initially includes the submerged specimens for 4 days in water at 90 °C and later at room temperature.

Year 1995: Richard and Cheyrez [21] applied a number of basic design principles regarding the composition, mixing and subsequent thermal curing of concrete, to obtain a ductile material with ultra-high strength called Reactive Powder Concrete (RPC). The ductility was obtained by the addition of steel fibers to the mixture.

They undertook a research program to develop concrete with resistances between 200 and 800 MPa, through improvements in the homogeneity of the mixture. This was done by removing coarse aggregate, improving compacted density and applying pressure before and during adjustment. They also made improvements in the microstructure by thermal treatment in curing, increased ductility by incorporating small-sized steel fibers, and maintaining the mixing and formwork procedures as close as possible to the existing practice.

Year 2005: Rossi et al. [22] tested cylinders of 11 cm in diameter and 22 cm in height to obtain 205 MPa using mixtures with different percentages and types of steel fibers, including heat treatment in curing which consisted of placing the specimens in a drying oven 90 °C for four days 48 hours after being unmolded. Lim and Nawy [23] reached 121 MPa in 100 mm concrete cubes with 1.5% fibers stored in a humid chamber without heat treatment during curing.

Year 2006: Habel et al. [7] obtained 168 MPa at 28 days, used cement with low C3A content and short steel fibers in the mixture, with a w/b ratio of 0.14 and w/c of 0.18. They were demolded on the third day and the test bodies were cured in water at 20 °C.

Year 2007: Graybeal, B. [24] reached 193 MPa at 28 days for the specimens with heat treatment in the curing, in those cases observed a stabilization of the value of the resistance at 48 hours of curing. He also tested specimens without heat treatment, reaching 126 MPa, in those cases he observed that significant gains in resistance continued after eight weeks of emptying.

Year 2008: Thanh, L. [25] developed an extensive experimental work studying the influence of the ratio w/c, w/b, heat treatment in curing, influence of GGBS, SF and pulverized ash, fiber content and effect of the size, and type of aggregate in the mix design. It reached compression resistance in ranges between 185.90 and 182.20 MPa, applying heat treatment and placing 2.5% of short steel fibers. It also reached 143.90 and 129.40 MPa without heat treatment, in cubes of 50 mm and 100 mm respectively.

Year 2009: Yang et al. [8] focused their research on the reduction of production costs and on-site use (in situ) of the mixture. They used two different types of aggregates to replace the silica sand, first they incorporated broken glass recycled from glass production or Recycled Glass Cullet (RGC) and secondly they used two types of local sands. They applied thermal treatment in the curing process, they tested compressed concrete cubes of 50 mm. They showed that using the glass the resistance decreased by 20% and using the local sands no significant difference in the resistance compared to the use of silica sand was obtained. They reached resistances between 160 and 180 MPa using local sands, cured at 90 °C. They also reached resistances between 100 and 140 MPa, cured at 20 °C. Using RGC they reached between 150 and 160 MPa at 90 °C and between 80 and 120 MPa at 20 °C. The w/b ratio was 0.15.

Year 2011: Tuan et al. [26] incorporated rice husk grinds (RHA) as a substitute for silica fume into the mix. They used the particle packing model developed by Larrard [20] to optimize the granulometry of the mixture. They showed that as the average size of the RHA increases, the compressive strength decreases. They reached 150 MPa with a maximum grain size of 8 µm and 20% of that material with respect to the weight of the cement.

Year 2012: Hassan et al. [5] developed a methodology to determine the compressive strength, reaching 121.32 MPa and 150.56

MPa at 28 days with and without fibers respectively, using the design of mixtures of the University of Liverpool [25], which includes, in addition to cement, to SF and GGBS as binder materials. The ratio w/b is 0.17 and that of w/c is 0.24. They used heat treatment in the curing water at 90 °C for 48 hours and then at room temperature until the day of the test. Toledo et al. [27] obtained 160 MPa of compressive strength, maximizing the compaction of the granular mixture, based on the distribution of the size of the grains, the specific gravity and the virtual density of packaging of the constituents of the mixture, as well as, the contribution of the type of cement (Bast furnace cement type III/40) and the content of chemical additives. They used Wollastonite and SF as mineral additives.

Year 2014: Yu et al. [6] produced and evaluated three densely compacted mixtures with low cement content, using the modified particle packing model of Andreasen & Andersen. They reached 94.2 MPa at 28 days with the mixture with the highest amount of cement (875 kg / m³) and 148.6 MPa with the mixture that included 2.5% of short steel fibers, with the same amount of cement.

Year 2016: Wu et al. [28] achieved 118 MPa at 28 days using 25% silica fume, a w / b ratio of 0.18 and a w / c ratio of 0.21. They studied different contents of silica fume within the mixture, demonstrating its important effect on the resistance to compression. Lampropoulos et al. [29] tested 100 mm cubes in compression, with a loading speed of 0.0007 mm / sec, reaching 164 MPa at 28 days in the specimens that included 3% short steel fibers in the mixture and applying heat treatment of curing in water, initially at 90 °C for three days and later at room temperature. Liu et al. [30] added to the mixed crushed basalt as coarse aggregate with diameters between 5 to 20 mm and river sand with a maximum size of 5 mm. They achieved a compression resistance of 99.70 MPa without fibers and 143.6 MPa using 2.5% steel short fibers in 100 mm cubes side. They also worked with a w / b ratio of 0.18 and varied, in four levels each, the amounts of coarse aggregate, superplasticizer and steel fibers. Kang et al. [31] investigated the compres-

sive strength in 50-mm-side cubes, using, as binder materials, the cement and silica fume of zirconium. They also used additives to reduce autogenous shrinkage, steel fibers and hybrid fibers. The highest resistance in the hybrid specimens was obtained by combining 1.5% steel fibers with 0.5% polyvinyl fibers, obtaining in this case 147.49 MPa.

Year 2017: Lee et al. [32] developed compression and tensile strength studies in flat elements, tested cylinders for two types of mixture with and without fibers, reaching values of 127.38 MPa without fibers and 157.46 MPa with fibers. Hoang and Fehling [33] determined that there are no significant changes in compressive strength or modulus of elasticity due to the inclusion of steel fibers in concrete mixtures, using cylindrical test bodies of 15 cm in diameter and 30 cm in height. They reached 216.66 MPa and 211.69 MPa without and with 1.5% fibers. Kahanji et al. [34] reached 97.20 MPa using 1% fiber with water curing at 20 °C and 154.60 MPa with water curing at 90 °C, both for 7 days, and subsequently stored in a humid room until the day of the test. Wu et al. [35] produced a mixture without fibers and five with fibers to evaluate the static and dynamic properties of the concrete subjected to compression, reaching 98.30 MPa and 143.6 MPa respectively. Alsaman et al. [36] reached 118.6 MPa without fibers and without heat treatment in curing, using local commercial materials.

2.2 Mix design

The mix design of UHPRC differs from traditional concrete by excluding coarse aggregate and using fine sand. It includes mineral additives that act as a microfiller, filling the small voids between particles, thus improving the interstitial zone and also reacting with calcium hydroxide to increase the final resistance. The superplasticizer is used as a chemical additive to improve workability and decrease the w / b ratio that is generally less than or equal to 0.20. In Table 1 we can see a summary of the mixture design used by some

Table 1
Comparison between mixture designs and compressive strength (28 days)

Reference	(kg/m ³)						w/b	w/c	% fibers	MPa	
	Cement	GGBS	SF	W	Quartz	Sand				f_{ck}	f_{ck}^*
Hassan [5]	657	418	119	0	0	1051	0.15	0.28	2	151	121
Yu [6]	875	0	44	0	0	1273	0.22	0.23	2.5	149	94
Habel [7]	1050	0	275	0	0	730	0.14	0.18	6	168	-
Yang [8]	657	430	119	0	0	1050	0.15	0.28	2	190	-
Bache [17]	300	0	100	0	0	0	0.19	0.25	0	0	130
Larrad [20]	1081	0	334	0	0	813	0.14	0.18	0	238	165
Rossi [23]	1050	0	268	0	0	514	0.16	0.20	5	205	-
Lim [24]	543	0	80	0	0	1242	0.21	0.24	1.5	121	-
Graybeal [25]	710	0	230	0	210	1020	0.14	0.15	2	193	126
Thanh [26]	657	418	119	0	0	1051	0.15	0.28	2.5	186	144
Toledo [28]	1011	0	58	76	0	962	0.17	0.16	2	162	-
Wu [29]	863	315	216	0	0	1079	0.18	0.21	2	-	118
Lampropoulos [30]	657	418	119	0	0	1051	0.15	0.28	3	-	-
Hoang [34]	795	0	169	0	198	971	0.16	0.24	1.5	212	217
Kahanji [35]	967	0	251	0	0	675	0.20	0.25	1	155	-
Wu [36]	472	315	262	0	0	1049	0.17	0.38	2	144	98

* f_{ck} : Compression strength without using fibers in the mixture; W: Wollastonite microfibers.

authors and compare the values of compression strength obtained with and without the use of fibers in the mixture. When the mixture includes fibers, the concrete is called Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC). In this study we will work without fibers, that is, with UHPRC.

3. Procedure

3.1 Definition of experimental program variables

To produce economically sustainable UHPRC we must study the proportions of the industrial waste to be used in the mix design, as well as compare the evolution of the resistance over time, that is, determine the magnitude of the accelerated resistance produced by the heat treatment at early ages, to compare it with economical curing processes at room temperature.

Additionally, in the review of the literature it was clearly observed that to achieve concretes with ultra-high compressive strength we must (i) reduce the w/c ratio, (ii) use a w/b ratio between 0.15-0.20 and (iii) increase the degree of compaction of the mixture. The first aspect involves an increase in the heat of hydration of the cement with possible consequences of thermal shrinkage cracking. The second aspect could increase the amount of voids between the cement particles and the aggregate and thus produce low strength. The third aspect requires densifying the concrete matrix by occupying the possible voids with different particle sizes and applying mechanical vibration.

For these reasons, the use of mineral additives, such as silica fume or SF and blast furnace slag or GGBS, are included in the mixture. Both minerals can be combined with the cement and react with the water to produce the durable C-S-H, they can also control the amount of heat of hydration and prevent thermal cracking. The SF is composed of very fine particles that can occupy the interstitial zone and together to the GGBS increase the density of the mixture, with this, the water demand will also be increased, therefore the incorporation of a chemical additive to improve the workability without increase the ratio w/b is necessary. For this reason are consid-

ered as variables or controllable factors in our experimental study those related to: (i) sustainability, for which we will work with different quantities of industrial waste as partial substitutes for the quantity of cement; (ii) the densification of the matrix, for which different granulometries of the blast furnace slag will be used; (iii) the type of curing, for which we will apply heat treatment in the curing to half of the specimens and the other part will be cured at room temperature, with this the gain of resistance in early ages can be evaluated; and (iv) the compressive strength at different ages curing.

3.2 Materials

The binder materials used in the mixture are constituted by: (i) Portland CP V ARI national cement with high initial strength, (ii) blast furnace slag (GGBS) donated by the company ArcelorMittal Tubarão do Estado do Espírito Santo, from which the batch of material for the tests was obtained following the stipulations of the norm NBR NM 26 [41], (iii) silica fume (SF) is of the ND SILMIX type manufactured by Dow Corning Metais do Para Indústria e Comércio Ltda, Pará-Brasil. The mixture has a unique aggregate constituted by silica sand (SS), with maximum grain size of 0.30 μm . A polycarboxylate solution in aqueous medium (ViscoCrete 3535), supplied by the company SIKA, which adjusts the workability of the concrete and is mixed with water to be placed in the mixture, was used as a superplasticizing additive.

3.3 Mix design

The mixtures used in this study are shown in Table 4. Those three designs were combined with three different sizes of the GGBS, to get nine mix designs to produce concrete with ultra-high strength and evaluate its compressive strength. The one developed by Thanh [25] identified as UHPRC-2 was used as the base mixture design, from which the individual amounts of binders were varied, maintaining the w/b ratio constant, and the superplasticizer was used in a proportion of 3.35% of the total weight of the binders.

3.4 Manufacture of mixtures

Nine designs of mixture will be concreted to be tested under uniaxial compression loads at 7, 14 and 28 days. Two treatments of curing in water will be applied, the first with thermal cure (identified as CTT) which consists of immersing the test bodies for 24 hours in a thermal bath at 60 °C and later at a temperature of 20 °C \pm 3 °C, and the second without thermal cure (identified as STT) which will be done by immersing the specimens in water at room temperature (20 °C \pm 3 °C) until the day of the test. In the mixing process, the materials must first be weighed and placed in a mortar mixer in the following order: silica fume, cement, blast furnace slag and silica sand. The dry materials are mixed for approx. 5 minutes before placing the superplasticizer previously mixed with the water. All materials must be mixed for approx. 10 additional minutes, until the mixture becomes a wet concrete paste. In this state the mixture for the UHPRC is considered ready, and then proceeds to empty it into cylindrical molds. These molds are 5 cm in diameter and 10 cm in height, which, once full, are compacted on a vibrating table for 1 minute. The test bodies are stored and covered with a plastic



Figure 1
Uniaxial compression test

Table 2

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

Designation	Control factor	Level 1	Level 2	Level 3
A	Age of the sample	7 day	14 day	28 day
B	Maximum size GGBS	850 μm	1700 μm	1180 μm
C	Type of mix	UHPRC-1	UHPRC-2	UHPRC-3
	Cement:	50%	55%	65%
	GGBS:	45%	35%	15%
	SF:	5%	10%	20%
D	Type of curing	Without heat treatment	Without heat treatment	-

blanket for 24 hours, after that time, they are divided into two parts to apply the different types of curing. The first curing consists of storing them in water at room temperature until the day of the test. The second curing consists of placing them in a thermal bath for 24 hours at a temperature of 60 °C, and later storing them in water at room temperature until the day of the test, taking care that the specimens do not suffer thermal shock.

3.5 Preparation of the specimens and compression test

The uniaxial compression test was performed on the 162 specimens (see Figure 1), manufactured in steel molds of 5 cm in diameter by 10 cm in height, according to the criteria specified in the ABNT NBR7215 standard [42]. Previously the upper and lower faces of the cylinders are leveled by mechanical means, using a grinding machine, and the height of each test body is measured to verify the need to apply some correction factor in the resistance as stipulated in item 6.1. 2 Table 2 of the ABNT standard NBR5739 [43].

The specimens will be tested at 7, 14 and 28 days of curing in a hydraulic press with a capacity of 2000kN, at a loading rate of 1 MPa / sec until the last load. To decrease the experimental vari-

ance, materials from the same batch and the same equipment will be used for the manufacture and testing of the test pieces.

3.6 Analysis of the data

A practical strategy widely used to analyze the results of tests of resistance to compression of concrete is the factorial arrangement, in which different treatments are defined to be compared. In the design of treatments, the controllable factors, their levels and the combination between them are selected. The experimental design indicates the way in which the treatments are randomized and the way to control the natural variability of them.

In this study a complete factorial arrangement was defined. The experimental design was developed through an analysis of variance using ANOVA, which is the statistical treatment most commonly applied to experimental results to determine if any controllable factor or interaction between factors have a significant influence on the response variable, with a low percentage of uncertainty, Ayan et al. [37], Mucteba U. [38], Yoon et al. [39], Mukharjee et al. [40]. Four controllable factors were established in the design of the treatments: (i) age of the sample, (ii) maximum size of the GGBS (iii) type of mixture (UHPRC-1, UHPRC-2, UHPRC-3) and (iv) type of curing, identified with the letters A, B, C with three levels of control and D with two levels of control respectively, which leads to 54 experiments that include all the possible combinations that should be introduced in the design, see Table 2.

Three repetitions were made in each case to make a total of 162 experiments. The total number of degrees of freedom resulting is 52, which are indicated in Table 3.

The w / b ratio remained fixed at 0.15 and the w / c ratio was 0.31 for UHPRC-1, 0.28 for UHPRC-2 and 0.24 for UHPRC-3. The amount of silica sand, superplasticizer and water remained constant. The three types of mixtures are differentiated by the percentages of binders in each case, as observed in Table 2.

Table 3

Degrees of freedom required

Designation	Degrees of freedom
A	2
B	2
C	2
D	1
A x B	4
A x C	4
A x D	2
B x C	4
B x D	2
C x D	2
A x B x C	8
B x C x D	4
C x D x A	4
D x A x B	4
A x B x C x D	8
Média general	1
Total	52

Table 4Mixture designs for UHPRC (kg/m³)

Material	UHPRC-1	UHPRC-2	UHPRC-3
Cement	597	657	776
GGBS	537	418	179
SF	60	119	239
SS	1051	1051	1051
Superplastificante	40	40	40
Water	185	185	185

Table 5

Average compression strength of the UHPRC (MPa) for 7, 14 and 28 days

A1: 7 days									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	51	84	106	63	81	89	56	74	119
D	60	95	93	70	68	86	78	77	95
A2: 14 days									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	58	104	120	64	65	95	61	63	125
D	67	97	96	82	85	92	84	99	112
A3: 28 days									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	72	113	138	46	98	122	90	102	135
D	81	116	122	94	106	115	110	100	117

4. Results and discussions

4.1 Compression resistance test

For each uniaxial compression test at 7, 14 and 28 days of curing at least three specimens were tested, their average values are shown in Table 5. In each pair of data reflected, the value in the upper line corresponds to the specimen with thermal treatment and the value in the lower line corresponds to the specimen without thermal treatment in the curing. B1, B2 and B3 correspond to the granulometry types of the GGBS for 850 μm, 1700 μm and 1180 μm respectively, and the mixing types C1, C2 and C3 correspond to the concrete UHPRC-1, UHPRC-2 and UHPRC-3 respectively. The UHPRC-3 mixture showed the highest resistance values for all ages. The highest average value of compression resistance was 138 MPa, which corresponds to the mixture with thermal treatment of curing and with a maximum slag size of 850 μm.

4.2 Analysis of residual deviations

The maximum relative deviation was calculated by dividing the

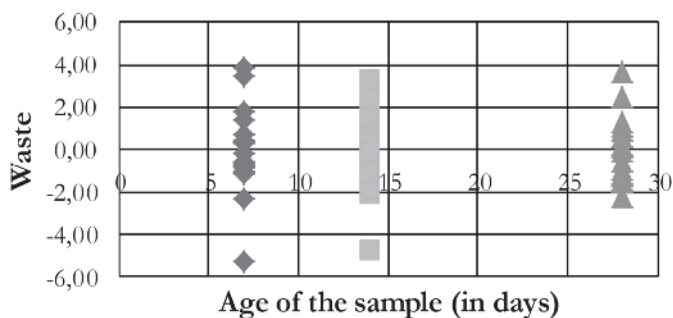


Figure 2
Age of the sample & residual deviations for the UHPRC-1 mix

absolute value of the difference between the average resistance and the individual resistance that is further away from the mean, by the average resistance and multiplying this value by 100, ABNT NBR7215 [42].

In cases where the maximum relative deviation exceeded 6%, the

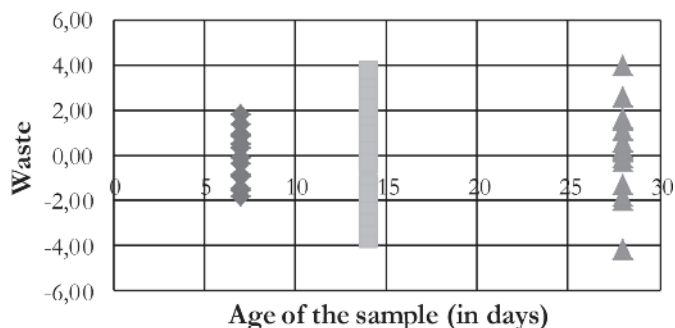


Figure 3
Age of the sample & residual deviations for the UHPRC-2 mix

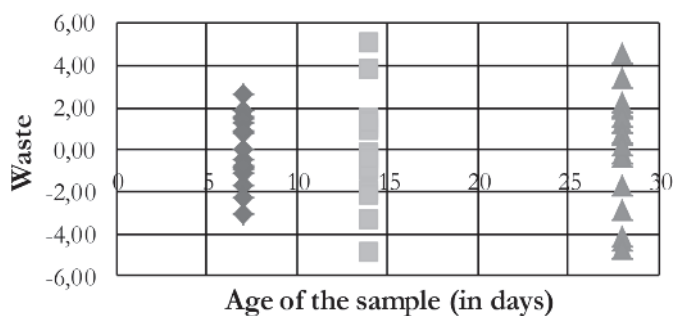


Figure 4
Age of the sample & residual deviations for the UHPRC-3 mix

Table 6
ANOVA analysis of variance results

Control factor	Source	SQ	GDL	MQ	Teste F	Probability
Age of the sample	A	16521	2	8260	1481	3.1E-79
Maximum size GGBS	B	2965	2	1482	266	1.93E-42
Type of mix	C	39614	2	19807	3552	2.97E-99
Type of curing	D	639	1	639	115	1.14E-18
	AB	185	4	46	8	6.99E-06
	AC	444	4	111	20	2.61E-12
	AD	322	2	161	29	9.16E-11
	BC	5414	4	1354	243	5.27E-53
	BD	793	2	396	71	2.00E-20
	CD	6961	2	3480	624	4.58E-60
	ABC	2502	8	313	56	5.44E-35
	BCD	658	4	164	29	1.44E-16
	CDA	721	4	180	32	1.08E-17
	DAB	1426	4	356	64	1.32E-27
	ABCD	1368	8	171	31	1.59E-24
	Mistake	602	108	6	-	-
	TOTAL	81135	161	-	-	-

trial was repeated for all ages. The residual deviations for each type of concrete can be observed in Figures 2, 3 and 4. In each graph the variability of the compressive strength is shown at 7, 14 and 28 days with respect to the average for each type of UHPRC mixture. We noticed that the mixtures UHPRC-2 and 3 present less dispersion at seven days, the mixture UHPRC-2 at fourteen and the mixture UHPRC-1 at twenty-eight days of curing. Some values are more distant than the average, however, in all cases, the deviations are within the range allowed by the ABNT NBR7215 standard [42].

4.3 Analysis of variance and comparison of means

The results of the analysis of variance using ANOVA are shown

in Table 6, in which four controllable factors were analyzed and eleven interactions were generated.

For all cases the value of the probability indicated by the distribution F is less than 1%, this means that all the controllable factors have significant influence on the response variable, which in our case is the resistance to compression, with a confidence level of more than 99%. In other words, the differences in the response variable are due to the influence of the controllable factors and not to the experimental error.

The contribution percentage of each controllable factor on the compressive strength can be visualized in Figure 5. Those values were calculated by dividing each square sum by the total of square sums and then multiplying by 100.

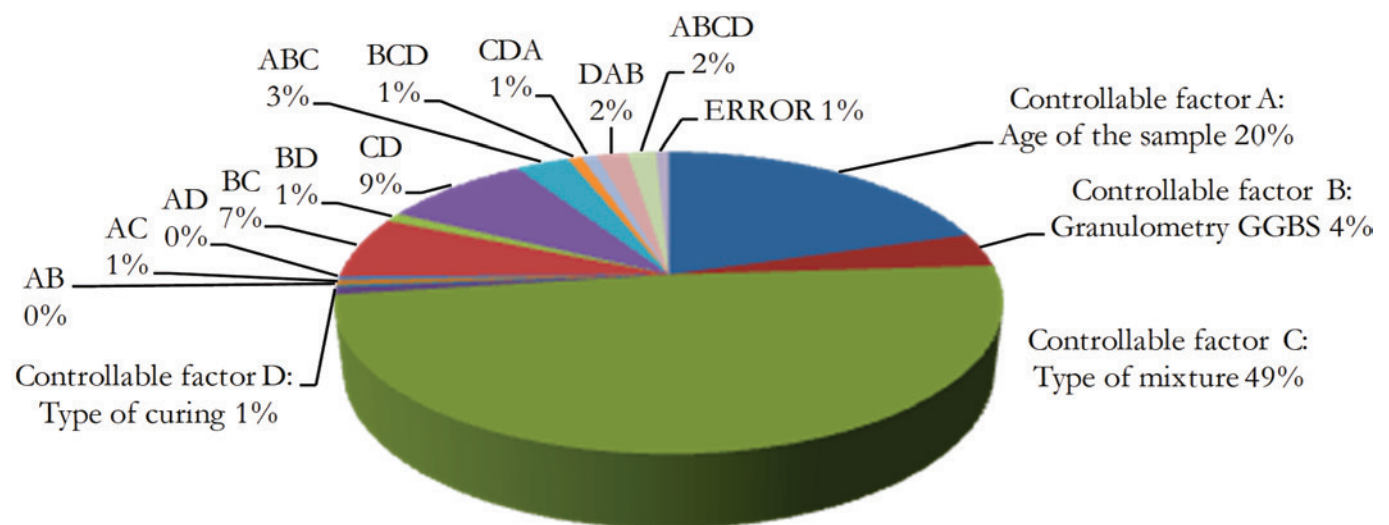


Figure 5
Contribution of the controllable factors and their interactions in the compressive strength

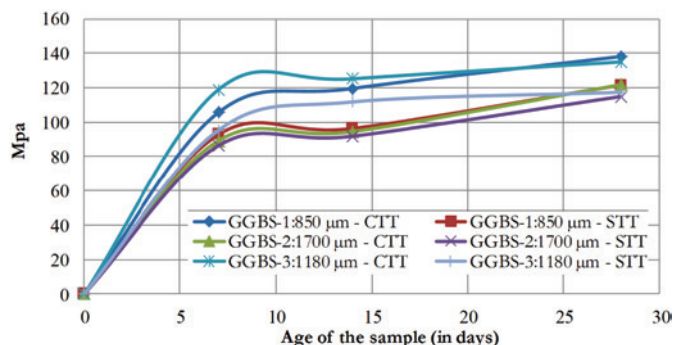


Figure 6
Compressive strength UHPRC-3 depending on the age of the sample

High resistance was obtained with thermal treatment in the curing in [12-15, 20-22, 24 and 28], however, in our study the type of curing showed to have 1% of importance on the resistance to compression for the designs of mixture studied. In the references mentioned above, the temperature used was greater than 60 °C and for a period of time greater than 24 hours. At the date of conducting the experiments in this study, limitations in the equipment of the laboratory prevented the application of a thermal treatment closer to that commonly used in the literature. Possibly submerging the specimens in water at 60 °C for 24 hours did not sufficiently accelerate the compressive strength.

Significant differences in compressive strength with or without thermal treatment during curing were not achieved, as occurred in [8, 24, 25, 34]. In [17, 19, 24 and 36], results similar to ours were found using a significant amount of silica fume, superplasticizer and without the use of heat treatment.

Since all the controllable factors have significant influence on the compressive strength of the UHPRC, it is possible to perform an analysis of means in any of them. There are significant differences between the means of each level, as it could be observed in Table 5, so when ordering them in increasing order we can verify if the interval between them exceeds the Decision Limit (LD), where LD is equal to three times the standard deviation of the sample means. This procedure is called multiple means comparison, which will be

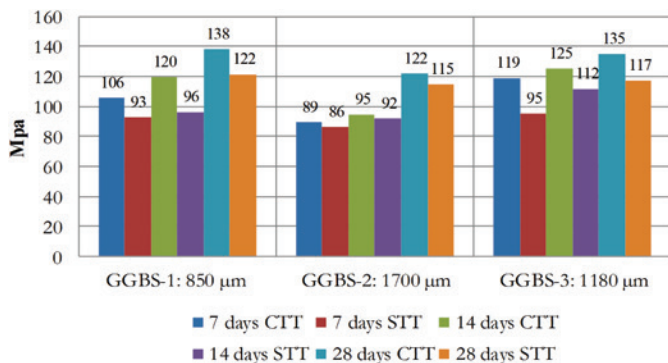


Figure 7
Compressive strength UHPRC-3 depending on the maximum size of GGBS

developed next, focusing mainly on the results obtained for the UHPRC-3 mixture design that gave the best results and the highest resistance.

To compare the means of the controllable factor A (age of the sample) and of its interactions AB, AC, AD we will fix the levels of B, C and D. Thus in Figure 6 we can see how the compressive strength varies with the age of the sample, for the three sizes of slag, with and without thermal treatment in the curing. The highest values of the compressive strength were obtained after 28 days of curing with thermal treatment, the results were 138, 122 and 135 MPa for GGBS with a maximum size of 850, 1700 and 1180 μm respectively. The resistance results without heat treatment were 122, 115 and 117 MPa for GGBS with a maximum size of 850, 1700 and 1180 μm respectively.

To compare the means of the controllable factor B (granulometry of the GGBS) and its interactions BA, BC, BD we will fix the levels of A, C and D. Thus in Figure 7 we can see how the compressive strength varies with the granulometry of the GGBS, for the three ages of the sample, with and without heat treatment in the curing. The highest resistance values were 138, 122 and 135 MPa for GGBS-850, GGBS-1700 and GGBS-1180 μm respectively, after 28 days of curing with heat treatment. Without heat treatment the results were 122, 115 and 117 MPa respectively.

To compare the means of the controllable factor C (type of mixture) and its interactions CA, CB, CD we will set the levels of A, B and D. Thus in Figure 8 we can see how the compression resistance varies with the type of UHPRC mixture, for the three ages of the sample, with and without heat treatment in the curing. For mixtures UHPRC-1 and UHPRC-2, the highest values of compressive strength were 81 and 116 MPa respectively, after 28 days of curing without heat treatment. For the UHPRC-3 mixture the highest value reached was 138 MPa at 28 days with thermal treatment in the curing.

To compare the means of the controllable factor D (type of curing) and its interactions DA, DB, DC we will set the levels of A, B and C. Thus in Figure 9 we can see how the compression resistance varies with the type of cured, for the three ages of the sample and the three types of mixture. In this case we will reflect the results for the granulometry of the slag GGBS-850 μm with which the highest resistance was obtained. After 7 days of curing with heat treatment, the UHPRC-1, 2 and 3 mixtures reached respectively 72, 74

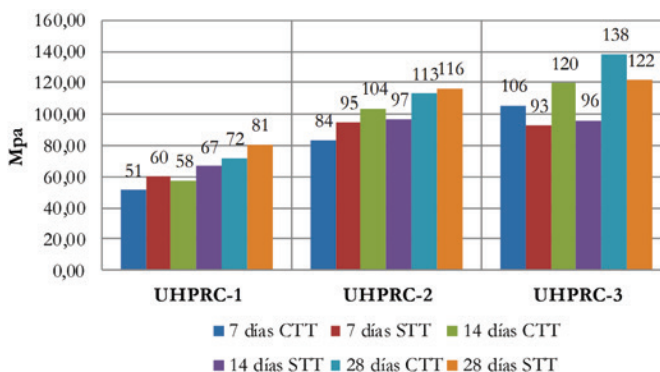


Figure 8
Compressive strength for the three types of mixture

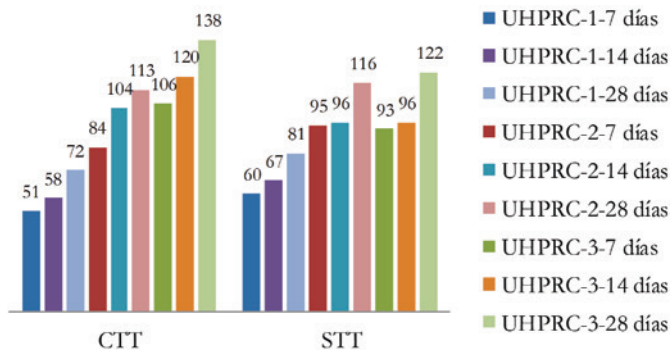


Figure 9
Compression strength values for GGBS-850 µm with the type of cure

and 76% of the resistance at 28 days; without thermal treatment they reached 74, 81 and 76%. After 14 days of curing with heat treatment, the UHPRC-1, 2 and 3 mixtures increased the resistance of the 7 days respectively by 12, 24 and 13%; without heat treatment they increased by 11, 2 and 4%. After 28 days of curing with heat treatment, the UHPRC-1, 2 and 3 mixtures increased the resistance of the 7 days respectively by 40, 35 and 31%; without heat treatment they increased by 34, 23 and 31%.

5. Conclusions

The mix design that showed the highest values of compressive strength was the UHPRC-3, after 28 days of curing, using GGBS with a maximum size of 850 µm and using heat treatment. The results were 136, 137 and 142 MPa, with which an average resistance of 138 MPa was obtained. Without heat treatment during curing, the highest average resistance was 122 MPa.

After 7 days of curing, at least 70% of the compressive strength of the 28 days was reached. On average, the gain in resistance from 7 to 28 days was 32, 26 and 44% for UHPRC-1, 2 and 3 respectively.

For a GGBS of maximum size 850 µm, the mixing designs UHPRC-1 and UHPRC-2 did not show significant differences in the results with and without heat treatment in the curing. The UHPRC-1 mixture had to be repeated several times because the test bodies submerged in thermal cure cracked. These mixtures contain the lowest percentages of silica fume and GGBS, so we can presume that a large amount of the heat of hydration was generated and possible thermal cracking prevented the development of resistance at an early age. For UHPRC-3 greater differences between curing treatments were found, however, they did not exceed 20%. The behavior described above influenced the low contribution percentage of that variable (type of curing) on the resistance to compression. For a GGBS with a maximum size of 1700 µm and 1180 µm, a better behavior was obtained in the specimens without heat treatment in the curing. The resistance at 7 days was on average 25% lower in the specimens that included 24 hours of thermal treatment in the curing. Therefore, the larger the size of the slag, the thermal treatment seems to have negatively influenced the gain of resistance at early ages.

Including heat treatment in curing accelerates the compressive strength of concrete at early ages, however, in our study, the type of curing proved to be 1% important on the compressive strength for the mixture designs studied. Therefore, in this case, the manufacture of the mixture without heat treatment in curing is a better option from the economic point of view.

It is recommended to extend the levels of the controllable factor D referring to the type of curing, to study different types of heat treatment and to determine if a higher temperature or a longer time of exposure to heat can differentiate, more accentuated, the gain of resistance to compression at early ages.

The mix design recommended in this study is the UHPRC-3, using 65% CP-V cement, 15% GGBS cement with a maximum size of 850 µm, 20% silica fume. Use fine sand as an aggregate, with a maximum size of 600 µm. Include running water and SIKA superplasticizer or similar.

6. Acknowledgments

The authors would like to thank the Coordination of Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), the Laboratory for Structural Models and Tests (LEME-UFRGS), mainly to the technicians Eurípedes Martins Fontes and Edgar Wallace Pereira. The authors also wish to thank the company AcerloMittal-Tubarão and SIKA-Brasil for the donation of research material.

7. References

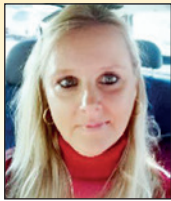
- [1] Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, T.; Leutbecher, T.; Frohlich, S. *Ultra High Performance Concrete UHPC Fundamentals, Design, Examples*. First Edition, 2014, 188 p. <http://www.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-3433030871.html>
- [2] Doo-Yeol Yoo, Young-Soo Yoon. A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, v.10, n.2, 2016; p.125-142. <https://link.springer.com/article/10.1007/s40069-016-0143-x>
- [3] Tanaka, Y., Musya, H., Ootake, A. et al. Design and Construction of Sakata-Mirai Footbridge Using Reactive Powder Concrete. *In: Proc. Of 1st fib Congress Concrete Structure in the 21st Century*, Osaka, Japan, 2002, v.1, p.103-104. <https://structurae.net/structures/sakata-mirai-footbridge>
- [4] UNSTAT, Greenhouse gas emissions by sector (absolute values). United Nation Statistics Division. https://unstats.un.org/unsd/environment/air_greenhouse_emissions%20by%20sector.htm
- [5] Hassan, A.; Jones, S.; Mahmud, G. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPRC). *Journal Construction and Building Materials*, v.37, 2012; p.874-882. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812002322>
- [6] Yu, R.; Spiesz, P.; Brouwers, H. Mix design and properties assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC). *Journal Cement and Concrete Research*, v.56, 2014; p.29-39. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884613002275>

- [7] Habel, K.; Viviani, M.; Denarié, E.; Brühwiler, E. Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC). *Journal Cement and Concrete Research*, v.36, 2006; p.1362-1370. <https://www.researchgate.net/publication/223459609>
- [8] Yang, S.L.; Millard, S.G.; Soutsos, M.N.; Barnett, S.J.; Le, T.T. Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPRC). *Journal Construction and Building Materials*, v.26, n.6, 2009; p.2291-2298. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061808003449>
- [9] EMMA. [http://minhateca.com.br/clubedoconcreto/emma+elkem,674040748.rar\(archive\)](http://minhateca.com.br/clubedoconcreto/emma+elkem,674040748.rar(archive))
- [10] Feret, René. Sur la Compacité des mortiers hydrauliques. *Annals des Ponts et Chaussées*, 1894.
- [11] Reinhardt, H. W. Otto Graf's research on concrete roads—A retrospective view. *Journal Otto Graf. Annual Journal on Research and Testing of Materials*, v.14, 2003; p.9-19. https://www.mpa.uni-stuttgart.de/publikationen/otto_graf_journal/ogj2003/beitrag_reinhardt.pdf
- [12] Freyssinet, Eugene. <https://structurae.info/personnes/eugene-freyssinet>
- [13] Yudenfreund, M.; Odler, I.; Brunauer, S. Hardened Portland cement pastes of low porosity I. Materials and experimental methods. *Journal Cement and Concrete Research*, v.2, 1972; p.313-330. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884672900737>
- [14] Roy, D.; Gouda, G.; Bobrowsky, A. Very high strength cement pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques. *Journal Cement and Concrete Research*, v.2, 1972; p.349-366. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884672900750>
- [15] Roy, D. and Gouda, G. High strength generation in cement pastes. *Journal Cement and Concrete Research*, v.3, 1973; p.807-820. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884673900136>
- [16] Birchall, J.; Howard, A.; Kendall, K. Flexural strength and porosity of cements. *Journal Nature Publishing Group*, v.289, 1981; p.388-390. <https://www.nature.com/nature/journal/v289/n5796/pdf/289388a0.pdf>
- [17] Bache, H. H. Densified cement ultra-fine particle-based materials. In *Proceedings of the 2nd international conference on superplasticizers in concrete*, Ottawa, Canada, 1981, p. 33. <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/DE93500154.xhtml>
- [18] Lankard, D.; and Lease, D. Refractarios monolíticos precolados altamente reforzados. *Journal of the American Ceramic Society*, bulletin 61, 1982; p.728. <http://boletines.secv.es/upload/20120509120356.z19832202.pdf>
- [19] Hjorth, L.; Alford, N.; Mangabhai, R.; Hirsch, P.; Moir, G.; Jefferis, S.; Blundell, R.; Kelly, A.; Defosse, C.; Sing, K.; Massazza, F.; Bensted, J. *Journal Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A - Mathematical and Physical Sciences*, v.310, n. 1511, 1983; p.167-173.
- [20] Larrard, F.; Sedran, T. Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by the use of a packing model. *Journal Cement and Concrete Research*, v.24, n.1, 1994; p.997–1009. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884694900221>
- [21] Richard, P., and Cheyrezy, M. Composition of reactive powder concretes. *Journal Cement and Concrete Research*, v.25, 1995; p.1501–1511. <https://www.researchgate.net/publication/222388936>
- [22] Rossi, P.; Arca, a.; Parant, e.; Fakhri, P. Bending and compressive behaviors of a new cement composite. *Journal Cement and Concrete Research*, v.35, n.1, 2005; p.27–33. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884604002492>
- [23] Lim, D.H. and Nawy, E. G. Behavior of plain and steel-fiber-reinforced high-strength concrete under uniaxial and biaxial compression. *Journal Magazine of Concrete Research*, v.57, n.10, 2005; p.603-610. <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/pdf/10.1680/macr.2005.57.10.603>
- [24] Graybeal, B. Compressive behavior of Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Journal ACI Materials*, v.104, n.2, 2007; p.146-152. <https://www.researchgate.net/publication/259435679>
- [25] Thanh, LE. Ultra high performance fiber reinforced concrete paving flags, Liverpool, 2008, PHD Thesis - University of Liverpool, 670 p. <http://ethos.bl.uk/OrderDetails.do?uin=uk.bl.ethos.502191>
- [26] De Larrard, F. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*, London: E & FN Spon, 1ed, 1999, 419 p. <http://d.telegchannel.com/1/10/18/2409770b-d9ab-4c65-ba02-b8a3bd71ef50.pdf>
- [27] Toledo, R.; Koenders, E.; Formagini, S.; Fairbairn, E. Performance assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in view of sustainability. *Journal Materials and Design*, v.36, 2012; p.880-888. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0261306911006364>
- [28] Wu, Z.; Shi, C.; Khayat, K. Influence of silica fume content on microstructure development and bond to steel fiber in ultra-high strength cement based materials (UHSC). *Journal Cement and Concrete Composites*, v.71, 2016; p.97-109. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946516301317>
- [29] Lampropoulos, A; Paschalis, S.; Tsioulou, O.; Dritsos, S. Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPRC). *Journal Engineering Structures*, v.16, 2016; p.370-384. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615006768>
- [30] Liu, J.; Han, F.; Cui, G.; Zhang, Q.; Lv, Z.; Zhang, L.; Yang, Z. Combined effect of coarse aggregate and fiber on tensile behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Constructions and Building Materials*, v.121, 2016; p.310-318. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816307620>
- [31] Kang, S.; Choi, J.; Koh, K.; Lee, K.; Lee, B. Hybrid effects of steel fiber and microfiber on the tensile behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Composites Structures*, v.145, 2016; p.37-42. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822316301167>
- [32] Lee, J.; Hong, S.; Joh, Ch.; Kwahk, I.; Lee, J. Biaxial tension-

- compression strength behaviour of UHPRC in plane elements. *Journal Materials and Structures*, v.50, 2017; p.1-17. <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-016-0918-1>
- [33] Hoang, A and Fehling, E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Construction and Building Materials*, v.153, 2017; p.790-806. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817314733>
- [34] Kahanji, Ch.; Ali, F.; Nadjai, A. Structural performance of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams. *Journal Structural Concrete*, v.18, 2017; p.249-258. <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/suco.201600006/full>
- [35] Wu, Z.; Shi, C.; He, W.; Wang, D. Static and dynamic compressive properties of ultra-high performance concrete (UHPC) with hybrid steel fiber reinforcements. *Journal Cement and Concrete Composites*, n.79, 2017; p.148-157. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946517301622>
- [36] Alsalmán, A.; Dang, C.; Micah, W. Development of ultra-high performance concrete with locally available materials. *Journal Construction and Building Materials*, v.133, 2017; p.135-145. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816319468>
- [37] Ayan, E.; Saatçioğlu, Ö.; Turanlı, L. Parameter optimization on compressive strength of steel fiber reinforced high strength concrete. *Journal Construction and Building Materials*, v.25, 2011; p.2837-2844. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061810007427>
- [38] Uysal, Mucteba. Taguchi and Anova approach for optimization of design parameters on the compressive strength of HSC. *Journal Magazine of Concrete Research*, v.64, 2012; p.727-735. <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/mac.11.00156>
- [39] Yoon, S.; Monteiro, P.; Macphee, D.; Glasser, F.; Salah, M. Statistical evaluation of the mechanical properties of high-volume class F fly ash concretes. *Journal Construction and Building Materials*, v.54, 2014; p.432-442. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813012348>
- [40] Mukharjee, B. and Barai, S. Assessment of the influence of Nano-Silica on the behavior of mortar using factorial design of experiments. *Journal Construction and Building Materials*, v.68, 2014; p.416-425. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181400693X>
- [41] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados - Amostragem - NBR NM 26, Rio de Janeiro, 2001.
- [42] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Determinação da Resistência à Compressão - NBR 7215, Rio de Janeiro, 1995.
- [43] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.

Experimental study of concrete mixtures to produce UHPRC using sustainable brazilians materials

Estudio experimental de mezclas de concreto para producir UHPRC usando materiales brasileños sustentables



R. R. AGUIRE ^a
rosangel.rojas@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0003-0776-599X>

C. KORZENOWSKI ^b
christa-korzenowski@uergs.edu.br
<https://orcid.org/0000-0001-6500-2910>

J. R. Y. AGUIRE ^a
jose.aguirre@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0002-2557-8779>

A. CAMPOS FILHO ^a
americo@ufrgs.br
<https://orcid.org/0000-0001-7764-3010>

L. C. P. DA SILVA FILHO ^c
lcarlos66@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-3703-7328>

C. S. MALLMANN ^c
carolinamallmann98@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-4856-5361>

Abstract

An experimental study is presented to produce Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPRC) with sustainable materials produced in Brazil. A complete factorial arrangement was defined and five controllable factors were selected based on the literature review. Cylindrical specimens were tested at 7, 14 and 28 days of curing, with and without heat treatment. The residual deviations of the results were determined and an analysis of variance using ANOVA was applied to know the contribution of each controllable factor on the compressive strength, which reached a maximum value of 138.12 MPa. Finally, a mix design is proposed to obtain UHPRC by applying a simple manufacturing procedure using commercial materials, with which a high performance concrete can be obtained, reaching at least 70% of its strength in seven days.

Keywords: UHPRC, sustainable, compressive strength, ANOVA.

Resumen

Se presenta un estudio experimental para producir Ultra High Performance Reinforced Concrete (UHPRC) con materiales sustentables producidos en Brasil. Un arreglo factorial completo fue definido y cinco factores controlables fueron seleccionados basados en la revisión bibliográfica. Especímenes cilíndricos fueron ensayados a los 7, 14 y 28 días de curado, con y sin tratamiento térmico, para determinar la resistencia a la compresión. Desvíos residuales fueron determinados y se aplicó un análisis de varianza usando ANOVA para conocer la contribución de cada factor controlable sobre la resistencia a la compresión, la cual alcanzó un valor máximo de 138,12 MPa. Al final se propone un diseño de mezcla para obtener UHPRC aplicando una metodología simple de fabricación usando materiales comerciales, con los cuales se puede obtener un concreto de alto desempeño que alcanza a los siete días de curado el 70% de su resistencia.

Palavras-chave: UHPRC, sustentable, resistencia a la compresión, ANOVA.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;

^b Universidade Estadual do Rio Grande do Sul, Bento Gonçalves, RS, Brasil;

^c Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introducción

El concreto reforzado de ultra alto desempeño reforzado con fibras o Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (conocido por sus siglas en inglés como UHPFRC) es un material innovador que puede alcanzar resistencias a la compresión superiores a los 150 MPa con 28 días de curado, lo que permite la construcción de elementos estructurales que soportan grandes vanos con una sección transversal menor a las construidas con concreto tradicional. Su composición incluye cemento, aditivos minerales (por ejemplo humo de sílice, cenizas volantes, escoria granular de alto horno, polvo de cuarzo), arena de sílice, superplastificante y agua, para conformar una densa matriz sin agregado grueso con baja porosidad y alta resistencia.

Esa alta resistencia es alcanzada principalmente por la gran cantidad de cemento en la mezcla, convirtiéndolo además de costoso en un material que impacta al ambiente. El costo de UHPFRC por m³ ha sido reportado de cuatro a cinco veces mayor que el concreto tradicional, usando como aglomerante sólo al cemento, Fehling, et al. [1], sin embargo, usando UHPFRC se puede reducir entre un tercio o la mitad el peso de la estructura bajo las mismas cargas, Yoo and Yoon [2], permitiendo diseñar fundaciones con geometrías menores y en general hace posible que el costo final de la obra pueda ser disminuido, Tanaka, et al. [3].

A primera vista puede pensarse que concretos con ultra-alto desempeño van a requerir altas cantidades de cemento y consecuentemente originarán grandes efectos contaminantes para ambiente. Es bien sabido que la industria de la construcción emite un tercio del CO₂ a la atmósfera donde el cemento es responsable del 7%, UNSTAT [4]. Sin embargo, diseños sustentables puede ser producido con UHPFRC adicionando humo de sílice o Silica Fume (SF por sus siglas en inglés) y escoria de alto horno o Ground Granulated Blast-furnace Slag (GGBS por sus siglas en inglés) como materiales aglomerantes sustituyentes parciales del cemento. La SF y la GGBS son materiales provenientes de residuos industriales que aportan, además de economías, menores emisiones de CO₂ al ambiente por cada m³ de concreto ultra resistente fabricado. Varias pesquisas han sido desarrolladas usando UHPFRC con diseño verde y se ha demostrado que el uso de materiales sustentables sustituyentes parciales del cemento no disminuyen significativamente la resistencia a la compresión del UHPFRC, además de hacerla económicamente factible. Las pesquisas de Hassan et al. [5], Yu et al [6], Habel et al [7] y Yang et al. [8], son un ejemplo de ello, en todos esos casos residuos industriales (SF, GGBS) fueron considerados como materiales sustituyentes para el cemento, con los cuales se obtuvieron mezclas económicas con ultra alta resistencia.

Mezclas de UHPFRC pueden ser fabricadas sin la inclusión de fibras, llamadas UHPRC, en esos casos la resistencia a la compresión a los 28 días de curado puede variar entre 100 y 130 MPa. En este trabajo se pretende estudiar nueve tipos de mezclas para producir UHPRC usando materiales sustentables propios de Brasil. Un análisis de varianza aplicando ANOVA será aplicado a los resultados para determinar el porcentaje de contribución de cada factor controlable (edad de la muestra, granulometría de la escoria, tipo de mezcla y tipo de curado) en la variable de respuesta (resistencia a la compresión).

1.1 Objetivo

Producir diseños de mezcla para concreto con ultra alto desempeño sin el uso de fibras (UHPRC) usando materiales sustentables propios de Brasil.

2. Revisión de la literatura

2.1 Desarrollo histórico del concreto con ultra alta resistencia

Después de que Aspdin y Parker patentaran el Cemento Portland en el año 1824, su uso como material cementante en el concreto se incrementó rápidamente. Cuando Joseph Lambot en 1849 construyó y patentó su barco usando concreto y acero detonó el espíritu visionario de Joseph Monier, quien comprando esa patente resolvió el problema de fragilidad de los maceteros que construía y en las siguientes tres décadas fue tal el avance de su técnica que logró construir vigas y puentes en concreto armado. Desde allí el progreso de la ingeniería civil fue acelerado alrededor del mundo, ilustrado por la construcción de rascacielos, puentes con grandes luces, estructuras para control del agua, etc. En cada una de esas obras nuevos retos para la mecánica estructural y para el conocimiento en materiales de construcción fueron asumidos y en el presente se adiciona el desafío de usar de forma racional y sustentable el concreto armado. A continuación se realiza, en orden cronológico, una breve revisión de la literatura con enfoque en la evolución de la resistencia a la compresión del concreto.

Año 1874: Berard, Ahoille obtuvo una patente llamada "Mejoras de la piedra artificial para pavimentos", en la cual describe el proceso para obtener un bloque de piedra de granito gris artificial, llenando moldes con una mezcla formada por dos partes de grava, dos partes de arena, dos partes de cal hidráulica, una parte de residuos de hierro parecidos a una fibra y agua.

Año 1898: René Féret [10] estableció los principios de composición óptima que conducen a la obtención de hormigón de resistencia especificada. Estableció la relación entre la resistencia a la compresión del concreto, con los volúmenes de cemento, agua y vacíos.

Año 1927: Otto Graf, pionero en el campo de carreteras de concreto, estableció los criterios generales que deben cumplirse para construir carreteras con alta resistencia a la compresión, impacto, tracción y resistencia a los ataques químicos, Reinhardt [11]. También investigó y publicó la influencia de finos en las propiedades del cemento, la relación agua/cemento o water/cement (w/c por sus siglas en inglés) sobre la resistencia y el uso de la escoria de horno para disminuir la retracción del concreto. En los años 50 alcanzó 70 MPa en mezclas de concreto usadas en carreteras con alta durabilidad, Fehling et al. [1].

Año 1930: Eugene Freyssinet [12], diseñaba y construía vigas para puentes con alta resistencia inicial e incluía tratamiento térmico en el curado. Usaba vapor alrededor de moldes de concreto para acortar significativamente el tiempo de curado del hormigón, aspectos que en la actualidad se mantienen vigentes para acelerar el desarrollo de la resistencia del UHPRC.

Año 1966: Kurt Walz demostró que, utilizando métodos especiales de producción, era posible lograr una resistencia de 140 MPa, Fehling et al. [1].

Año 1970: Yudenfreund, et al. [13] alcanzaron 240 MPa después de 180 días de curado a 25°C, usando pastas de cemento Portland con relaciones de w/c de 0,2 y 0,3. Los especímenes ensayados fueron cubos comprimidos lateralmente, para evitar los efectos de una posible sedimentación antes de endurecer. Utilizaron dos tipos de Clinker previamente molidos hasta una finura de 6000 a 9000 cm²/g medida por el método de Blaine.

Año 1972: Roy, et al [14] alcanzaron 509,52 MPa usando cilindros, de ½" de diámetro por ½" de altura, con pastas de cemento Portland con cero porosidad, aplicando alta presión de densificación (entre 25000 a 50000 psi) con tratamiento térmico cercano a los 150 °C. Usando presión de 100000 psi sin tratamiento térmico lograron 318 MPa.

Año 1973: Roy y Gouda [15] experimentaron altas resistencias, entre 175,40 MPa y 652,24 MPa aplicando a materiales cementantes alta temperatura y/o presión, verificaron que la alta resistencia a la compresión del concreto es debida principalmente a la baja porosidad de la mezcla y no solamente a la mayor cantidad de Clinker anhidro.

Año 1981: Birchall et al. [16] demostraron que la remoción de fallas macroscópicas durante la preparación de pastas de cemento, permite obtener resistencias a la flexión entre 60 a 70 MPa y resistencias a la compresión mayores a 200 MPa, sin necesidad de reforzamiento con fibras y sin necesidad de aplicar una alta presión de compactación. La remoción de esas fallas se hizo combinando el control de las propiedades reológicas del material y una eficiente mezcla, éste nuevo concreto fue tipificado como Macro Defect Free (MDF por sus siglas en inglés). Bache, H. [17] presentó un artículo en la 2da conferencia internacional sobre superplastificantes en el concreto, en el cual describe un nuevo tipo de material tipificado como Densified Systems Particles (DSP por sus siglas en inglés), con una alta durabilidad y que tiene de tres a cinco veces la resistencia del concreto tradicional de aquella época. Tales propiedades son posibles de alcanzar gracias al uso de una gran cantidad de humo de sílice y superplastificante, que permite un embalaje denso de la matriz de hormigón pudiendo alcanzar resistencias entre 120 a 270 MPa. Se discuten los principios geométricos, cinemáticos y dinámicos para disponer las partículas finas en una estructura densa, así como también en el desarrollo de las nuevas propiedades del material, como ductilidad y alta resistencia a la tracción.

Año 1982: Lankard y Lease [18] propusieron la técnica de Slurry Infiltrated Fibered Concrete (SIFCON por sus siglas en inglés) que implica rellenar el encofrado con fibras a granel e inyectar una suspensión fluida de mortero. Ellos comprobaron que la adición de fibras de acero a cementos refractarios, con una proporción del 2% en volumen, dan lugar a mejoras significativas en las propiedades de éstos materiales y propusieron un nuevo procedimiento en donde las concentraciones de acero son superiores al 16% en volumen, se discuten las propiedades de ingeniería y el comportamiento en servicio de alguno de estos materiales compuestos reforzados.

Año 1983: Hjorth et al. [19] patentaron y comercializaron una mezcla de concreto con pequeñas partículas densificadas. También usaron como aditivo mineral al humo de sílice y como aditivo químico al superplastificante, con ambos alcanzaron resistencias a la compresión entre 120 y 250 MPa.

Año 1994: Larrard y Sedran [20] fueron uno de los primeros en usar el término Ultra-High Performance Concrete (UHPC) para referirse a un mortero fluido producido con una óptima densidad. Utilizaron el Modelo de Sólidos en Suspensión (SSM por sus si-

glas en inglés), como modelo de empaquetamiento de partículas, basado en el modelo de Mooney. Ensayaron diferentes misturas, con una relación agua/aglomerantes o water/binder (w/b por sus siglas en inglés) que varía entre de 0,106 hasta 0,178. Alcanzaron una resistencia de 237,90 MPa al aplicar sistema de curado que incluye inicialmente los especímenes sumergidos por 4 días en agua a 90 °C y posteriormente a temperatura ambiente.

Año 1995: Richard y Cheyrezy [21] aplicaron un cierto número de principios básicos de diseño referentes a la composición, mezcla y posterior curado térmico del concreto, para obtener un material dúctil con ultra alta resistencia denominado Reactive Powder Concrete (RPC por sus siglas en inglés). La ductilidad fue obtenida por la adición de fibras de acero a la mezcla. Ellos emprendieron un programa de pesquisa para desarrollar concretos con resistencias entre 200 y 800 MPa, a través de mejoras en la homogeneidad de la mezcla mediante la eliminación del agregados grueso, mejoras de la densidad compactada por optimización de la mezcla granular y aplicación de presión antes y durante el ajuste, mejoras en la microestructura mediante tratamiento térmico en el curado, aumento de la ductilidad mediante la incorporación de fibras de acero de tamaño pequeño y mantenimiento de los procedimientos de mezcla y encofrado lo más cerca posible de la práctica existente.

Año 2005: Rossi et al. [22] testaron cilindros de 11 cm de diámetro y 22 cm de altura para obtener 205 MPa usando mezclas con diferentes porcentajes y tipos de fibras de acero, incluyeron tratamiento térmico en el curado el cual consistió en colocar los especímenes en un horno de secado a 90 °C durante cuatro días 48 horas después de ser desmoldados. Lim y Nawy [23] alcanzaron 121 MPa en cubos de concreto de 100 mm con 1,5% de fibras almacenados en cámara húmeda sin tratamiento térmico en el curado.

Año 2006: Habel et al. [7] obtuvieron 168 MPa a los 28 días, utilizaron cemento con bajo contenido de C3A y fibras cortas de acero en la mezcla, con una relación w/b de 0,14 y w/c de 0,18. Desmoldaron al tercer día y los cuerpos de prueba fueron curados en agua a 20 °C.

Año 2007: Graybeal, B. [24] alcanzó 193 MPa a los 28 días para los especímenes con tratamiento térmico en el curado, en esos casos observó una estabilización del valor de la resistencia a las 48 horas de curado, también ensayó especímenes sin tratamiento térmico, alcanzando los 126 MPa, en esos casos observó que ganancias importantes en la resistencia continuaban después de ocho semanas de vaciado.

Año 2008: Thanh, L. [25] desarrollo un extenso trabajo experimental estudiando la influencia de la relación w/c, w/b, tratamiento térmico en el curado, influencia de la GGBS, SF y cenizas pulverizadas, contenido de fibras y efecto del tamaño y tipo de agregado en el diseño de mezcla. Alcanzó resistencia a la compresión en rangos que varían entre 185,90 y 182,20 MPa, aplicando tratamiento térmico y colocando 2,5% de fibras cortas de acero y 143,90 a 129,40 MPa sin tratamiento térmico, en cubos de 50 mm y 100 mm respectivamente.

Año 2009: Yang et al. [8] enfocaron su pesquisa en la disminución de costos de producción y en la utilización en obra (in situ) de la mezcla. Usaron dos diferentes tipos de agregados para sustituir la arena de sílice, primero incorporaron vidrio roto reciclado de la producción de vidrio o Recycled Glass Cullet (RGC por sus siglas en inglés) y segundo lugar usaron dos tipos de arenas locales.

Aplicaron tratamiento térmico en el proceso de curado, ensayaron a la compresión cubos de concreto de 50 mm. Demostraron que usando el vidrio la resistencia disminuyó un 20% y usando las arenas locales no se obtuvo diferencia significativa en la resistencia comparada al uso de arena de sílice. Alcanzaron entre 160-180 MPa usando arenas locales curadas a 90°C y 100-140 MPa a 20 °C. Usando RGC alcanzaron entre 150-160 MPa a 90°C y 80-120 MPa. La relación w/b fue de 0,15.

Año 2011: Tuan et al. [26] incorporaron a la mistura ceniza molidas de cáscara de arroz o Rice Husk Ash (RHA por sus siglas en inglés) como sustituyente del humo de sílice. Utilizaron el modelo de empaquetamiento de partículas desarrollado por Larrard [20] para optimizar la granulometría de la mistura. Demostraron que a medida que aumenta el tamaño promedio de la RHA la resistencia a la compresión disminuye. Alcanzaron 150 MPa con un tamaño máximo del grano de 8 μm y 20% de ese material respecto al peso del cemento.

Año 2012: Hassan et al. [5] desarrollaron una metodología para determinar la resistencia a la compresión, alcanzando 121,32 MPa y 150,56 MPa a los 28 días con y sin fibras respectivamente, emplearon el diseño de mezclas de la University of Liverpool [25], que incluye, además del cemento, a la SF y la GGBS como materiales aglomerantes. La relación w/b es de 0,17 y la de w/c es de 0,24. Usaron tratamiento térmico en el agua de curado a 90 °C por 48 horas y posteriormente a temperatura ambiente hasta el día de la prueba. Toledo et al. [27] obtuvieron 160 MPa de resistencia a la compresión, maximizando la compactación de la mezcla granular, basados en la distribución del tamaño de los granos, la gravedad específica y la virtual densidad de empaquetamiento de los constituyentes de la mezcla, así como también, la contribución del tipo de cemento (Bast furnace cement type III/40) y el contenido de aditivos químicos. Usaron como aditivos minerales la Wollastonita y la SF.

Año 2014: Yu et al. [6] produjeron y evaluaron tres mezclas densamente compactadas con bajo contenido de cemento, empleando

el modelo modificado de empaquetamiento de partículas de Andreassen & Andersen. Alcanzaron 94,2 MPa a los 28 días con la mezcla con mayor cantidad de cemento (875 kg/m³) y 148,6 MPa con la mezcla que incluía 2,5% de fibras cortas de acero, con esa misma cantidad de cemento.

Año 2016: Wu et al. [28] consiguieron 118 MPa a los 28 días usando 25% de humo de sílice, una relación w/b de 0,18 y una relación w/c de 0,21; estudiaron diferentes contenidos del humo de sílice dentro de la mistura, demostrando su importante efecto en la resistencia a la compresión. Lampropoulos et al. [29] ensayaron cubos de 100 mm en compresión, con una velocidad de carga de 0,0007 mm/seg, alcanzando 164 MPa a los 28 días en los especímenes que incluían 3% de fibras cortas de acero en la mistura y aplicando tratamiento térmico de curado en agua, inicialmente a 90 °C por tres días y posteriormente a temperatura ambiente. Liu et al. [30] agregaron a la mistura basalto triturado como agregado grueso con diámetros entre 5 a 20 mm y arena de río con tamaño máximo de 5 mm, alcanzaron una resistencia a la compresión de 99,70 MPa sin fibras y 143,6 MPa usando 2,5% de fibras cortas de acero en cubos de 100 mm de lado; trabajaron con una relación w/b de 0,18 y variaron, en cuatro niveles cada uno, las cantidades de agregado grueso, superplastificante y fibras de acero. Kang et al. [31] investigaron la resistencia a la compresión en cubos de 50 mm de lado usando como materiales aglomerantes el cemento y el humo de sílice de zirconio, usaron también aditivos para reducir la retracción autógena, fibras de acero y fibras híbridas; la mayor resistencia en los especímenes híbridos fue obtenida combinando 1,5% de fibras de acero con 0,5% de fibras de polivinilo, obteniendo en ese caso 147,49 MPa.

Año 2017: Lee et al. [32] desarrollaron estudios de resistencia a la compresión y a la tracción en elementos planos, ensayaron cilindros para dos tipos de mezcla con y sin fibras, alcanzando valores de 127,38 MPa sin fibras y 157,46 MPa con fibras para la mistura B. Hoang y Fehling [33] determinaron que no existen cambios

Tabla 1

Comparación entre diseños de mezcla y la resistencia a la compresión (28 días)

Referencia	(kg/m ³)						w/b	w/c	% fibras	MPa	
	Cemento	GGBS	SF	W	Cuarzo	Arena				f _{ck}	f _{ck} *
Hassan [5]	657	418	119	0	0	1051	0,15	0,28	2	151	121
Yu [6]	875	0	44	0	0	1273	0,22	0,23	2,5	149	94
Habel [7]	1050	0	275	0	0	730	0,14	0,18	6	168	-
Yang [8]	657	430	119	0	0	1050	0,15	0,28	2	190	-
Bache [17]	300	0	100	0	0	0	0,19	0,25	0	0	130
Larrard [20]	1081	0	334	0	0	813	0,14	0,18	0	238	165
Rossi [23]	1050	0	268	0	0	514	0,16	0,20	5	205	-
Lim [24]	543	0	80	0	0	1242	0,21	0,24	1,5	121	-
Graybeal [25]	710	0	230	0	210	1020	0,14	0,15	2	193	126
Thanh [26]	657	418	119	0	0	1051	0,15	0,28	2,5	186	144
Toledo [28]	1011	0	58	76	0	962	0,17	0,16	2	162	-
Wu [29]	863	315	216	0	0	1079	0,18	0,21	2	-	118
Lampropoulos [30]	657	418	119	0	0	1051	0,15	0,28	3	-	-
Hoang [34]	795	0	169	0	198	971	0,16	0,24	1,5	212	217
Kahanji [35]	967	0	251	0	0	675	0,20	0,25	1	155	-
Wu [36]	472	315	262	0	0	1049	0,17	0,38	2	144	98

*f_{ck}: Resistencia a la compresión sin usar fibras en la mezcla; W: micro fibras de Wollastonita.

importantes en la resistencia a la compresión ni en el módulo de elasticidad por la inclusión de fibras de acero en pruebas usando cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, alcanzaron 216,66 MPa y 211,69 MPa sin y con 1,5% de fibras. Kahanji et al. [34] alcanzaron 97,20 MPa usando 1% de fibra con curado en agua a 20 °C y 154,60 MPa con curado en agua a 90 °C, ambas por 7 días y posteriormente en sala húmeda hasta el día de la prueba. Wu et al. [35] fabricaron una mezcla sin fibras y cinco con fibras para evaluar las propiedades estáticas y dinámicas del concreto sometido a compresión, alcanzando 98,30 MPa y 143,6 MPa respectivamente. Alsalmán et al. [36] alcanzaron 118,6 MPa sin fibras y sin tratamiento térmico en el curado, usando materiales comerciales locales.

2.2 Diseño de mezcla

El diseño de mezclas del UHPRC se diferencia del concreto tradicional por excluir el agregado grueso e usar arena fina. Incluye aditivos minerales que actúan como microfiller, rellenando los pequeños vacíos entre partículas, mejorando así la zona intersticial y también reaccionando con el hidróxido de calcio para incrementar la resistencia final. El superplastificante es usado como aditivo químico para mejorar la trabajabilidad y disminuir la relación w/b, que generalmente es menor o igual a 0,20. En la Tabla 1 podemos observar un resumen del diseño de mezcla usado por algunos autores y comparar los valores de la resistencia a la compresión obtenida con y sin el uso de fibras en la mezcla. Cuando la mezcla incluye fibras el concreto es llamado Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC por sus siglas en inglés). En este estudio trabajaremos sin fibras, es decir, con UHPRC.

3. Metodología

3.1 Definición de las variables del programa experimental

Para producir UHPRC económicamente sustentable debemos estudiar las proporciones de los residuos industriales a utilizar en el



Figura 1
Ensayo de compresión uniaxial

diseño de mezcla, así como también comparar la evolución de la resistencia en el tiempo, es decir, determinar la magnitud de la resistencia acelerada que produce el tratamiento térmico en edades tempranas para compararlo con procesos económico de curado a temperatura ambiente.

Adicionalmente, en la revisión de la literatura fue claramente observado que para conseguir concretos con ultra alta resistencia a la compresión debemos (i) reducir la relación w/c, (ii) utilizar una relación w/b entre 0,15-0,20 e (iii) incrementar el grado de compactación de la mezcla. El primer aspecto implica un incremento en el calor de hidratación del cemento con posibles consecuencias de agrietamiento por retracción térmica. El segundo aspecto podría incrementar la cantidad de vacíos entre las partículas del cemento y el agregado y por tanto producir baja resistencia. El tercer aspecto demanda densificar la matriz de concreto ocupando los posibles vacíos con diferentes tamaños de partículas y aplicar vibración mecánica.

Por esas razones el uso de aditivos minerales como el humo de sílice o SF y la escoria de alto horno o GGBS se incluyen en la mezcla. Ambos minerales pueden ser combinados con el cemento y reaccionar con el agua para producir el duradero C-S-H, también pueden controlar la cantidad del calor de hidratación y prevenir el agrietamiento térmico. La SF está compuesta por partículas muy finas que pueden ocupar la zona intersticial y junto a la GGBS aumentar la densidad de la mezcla, con esto, la demanda de agua también será incrementada, por tanto la incorporación de un aditivo químico para mejorar la trabajabilidad sin aumentar la relación w/b es necesario.

Por tal motivo se consideran como variables o factores controlables en nuestro estudio experimental aquellos relacionados a: (i) la sustentabilidad, para lo cual se trabajará con diferentes cantidades de residuos industriales como sustitutos parciales de la cantidad de cemento; (ii) la densificación de la matriz, para lo cual se usarán diferentes granulometrías de la escoria de alto horno; (iii) el tipo de curado, para lo cual aplicaremos tratamiento térmico en el curado a la mitad de los especímenes y la otra parte será curada a temperatura ambiente, con ello podrá ser evaluado la ganancia de resistencia en edades tempranas; y (iv) la resistencia a diferentes edades de curado.

3.2 Materiales

Los materiales aglomerantes usados en la mezcla están constituidos por: (i) cemento nacional tipo Portland CP V ARI con alta resistencia inicial, (ii) escoria de alto horno (GGBS) donada por la empresa ArcelorMittal Tubarão do Estado do Espírito Santo, de la cual se obtuvo el lote de material para los ensayos siguiendo las estipulaciones de la norma NBR NM 26 [41], (iii) el humo de sílice (SF) es del tipo ND SILMIX fabricado por Dow Corning Metais do Pará Indústria e Comércio Ltda, Pará-Brasil. Posee un único agregado constituido por arena de sílice (identificado por sus siglas en inglés como SS), con tamaño máximo del grano de 0,30 µm. Como aditivo superplastificante se utilizó una solución de policarboxilatos en medio acuoso (ViscoCrete 3535) suministrado por la empresa SIKA, el cual ajusta la trabajabilidad del concreto y es mezclado con agua corriente para ser colocados en la mezcla.

Tabla 2
Diseño de tratamientos

Designación	Factor control	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
A	Edad de la muestra	7 días	14 días	28 días
B	Tamaño máximo GGBS	850 μm	1700 μm	1180 μm
C	Tipo de trazo	UHPRC-1	UHPRC-2	UHPRC-3
	Cemento:	50%	55%	65%
	GGBS:	45%	35%	15%
	SF:	5%	10%	20%
D	Tipo de curado	Sin tratamiento térmico	Con tratamiento térmico	-

3.3 Diseño de mezclas

Las mezclas utilizadas en este estudio son mostradas en la Tabla 4. Esos tres diseños se combinaron con tres diferentes tamaños de la GGBS, para obtener nueve diseños de mezcla para producir concreto con ultra alta resistencia y evaluar su resistencia a la compresión. Se tomó como diseño de mezcla base el desarrollado por Thanh [25] identificado como UHPRC-2, a partir de la cual se variaron las cantidades individuales de aglomerantes, manteniendo constante la relación w/b y el superplastificante se usó en una proporción de 3,35% del total del peso de los aglomerantes.

3.4 Fabricación de las mezclas

Serán concretados nueve diseños de mezcla para ser ensayados bajo solicitaciones de compresión uniaxial a los 7, 14 e 28 días. Dos tratamientos de curado en agua serán aplicados, el primero con cura térmica (identificado como CTT) el cual consiste en sumergir los cuerpos de prueba por 24 horas en baño térmico a 60 °C y luego a temperatura 20 °C \pm 3 °C y el segundo sin cura térmica (identificado como STT) el cual se realizará sumergiendo los especímenes en agua a temperatura ambiente (20 °C \pm 3 °C) hasta el día de la prueba.

Tabla 3
Grados de libertad requeridos

Designación	Grados de libertad
A	2
B	2
C	2
D	1
A x B	4
A x C	4
A x D	2
B x C	4
B x D	2
C x D	2
A x B x C	8
B x C x D	4
C x D x A	4
D x A x B	4
A x B x C x D	8
Média general	1
Total	52

En el proceso de mezclado, los materiales deben ser primeramente pesados y colocados en una mezcladora para argamasa siguiendo el siguiente orden: humo de sílice, cemento, escoria de alto horno y arena de sílice. Los materiales secos se mezclan por aprox. 5 minutos antes de colocar el superplastificante previamente mezclado con el agua. Todos los materiales deben mezclarse por aprox. 10 minutos más, hasta que la mezcla se convierta en una húmeda pasta de concreto. En ese estado la mezcla para el UHPRC se considera lista y es entonces cuando se procede a vaciarla en los moldes cilíndricos con 5 cm de diámetro y 10 cm de altura, los cuales una vez llenos, son compactados sobre una mesa vibratoria por 1 minuto. Los cuerpos de prueba son almacenados y cubiertos con una manta plástica por 24 horas, luego de ese tiempo se dividen en dos partes para aplicar los diferentes tipos de curado. El primer curado consiste en almacenarlos en agua a temperatura ambiente hasta el día del ensayo y el segundo curado consiste en colocarlos en baño térmico por 24 horas a una temperatura de 60 °C y luego almacenarlos en agua a temperatura ambiente hasta el día del ensayo, cuidando de que los especímenes no sufran choque térmico.

3.5 Preparación de los especímenes y ensayo de compresión

Se realizó el ensayo de compresión uniaxial en las 162 probetas (ver Figura 1), fabricadas en moldes de acero de 5 cm de diámetro por 10 cm de altura, según los criterios especificados en la norma ABNT NBR7215 [42]. Previamente las caras superior e inferior de los cilindros son niveladas por medios mecánicos usando una rectificadora y se mide la altura de cada cuerpo de prueba para verificar la necesidad de aplicar algún factor de corrección en la resistencia según lo estipulado en el ítem 6.1.2 Tabla 2 de la norma ABNT NBR5739 [43].

Los especímenes serán ensayados a los 7, 14 y 28 días de curado

Tabla 4
Diseños de mezclas para UHPRC (kg/m³)

Material	UHPRC-1	UHPRC-2	UHPRC-3
Cemento	597	657	776
GGBS	537	418	179
SF	60	119	239
SS	1051	1051	1051
Superplastificante	40	40	40
Agua	185	185	185

Tabla 5

Resistencia a la compresión promedio del UHPRC (MPa) para 7, 14 y 28 días

A1: 7 días									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	51	84	106	63	81	89	56	74	119
D	60	95	93	70	68	86	78	77	95

A2: 14 días									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	58	104	120	64	65	95	61	63	125
D	67	97	96	82	85	92	84	99	112

A3: 28 días									
A	B1: 850 μm			B2: 1700 μm			B3: 1180 μm		
B	C1	C2	C3	C1	C2	C3	C1	C2	C3
C	72	113	138	46	98	122	90	102	135
D	81	116	122	94	106	115	110	100	117

en una prensa hidráulica con capacidad de 2000kN, a una tasa de carga de 1 MPa/seg hasta la carga última. Para disminuir la varianza experimental se utilizarán materiales de un mismo lote y los mismos equipos para la fabricación y ensayo de las probetas.

3.6 Análisis de los datos

Una estrategia práctica ampliamente usada para analizar los resultados de ensayos de resistencia a la compresión del concreto es el arreglo factorial, en el cual se definen diferentes tratamientos que se quieren comparar. En el diseño de tratamientos se seleccionan los factores controlables, sus niveles y la combinación entre ellos. En el diseño experimental se indica la manera en que los tratamiento se aleatorizan y la forma de controlar la variabilidad natural de las mismas.

En este estudio un arreglo factorial completo fue definido. El diseño experimental fue desarrollado a través de un análisis de varianza usando ANOVA, que es el tratamiento estadístico más comúnmente aplicado a los resultados experimentales para determinar si algún factor controlable o alguna interacción entre factores tienen

influencia significativa en la variable de respuesta, con bajo porcentaje de incerteza, Ayan et al. [37], Mucteba U. [38], Yoon et al. [39], Mukharjee et al. [40].

En el diseño de los tratamientos se establecieron cuatro factores controlables (i) edad de la muestra, (ii) tamaño máximo de la

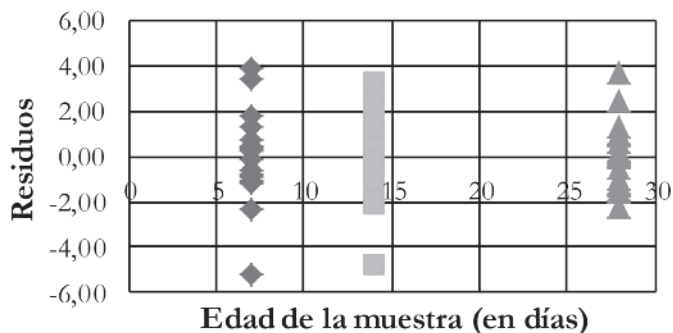


Figura 2
Edad de la muestra & desvíos residuales para la mistura UHPRC-1

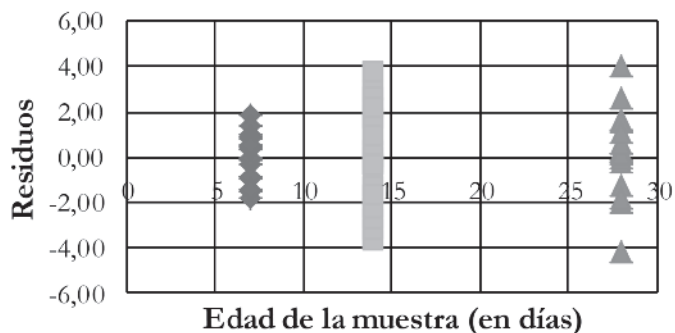


Figura 3
Edad de la muestra & desvíos residuales para la mistura UHPRC-2

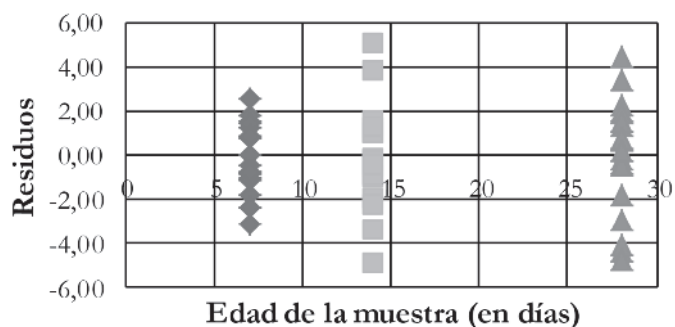


Figura 4
Edad de la muestra & desvíos residuales para la mistura UHPRC-3

Tabla 6
Resultados del análisis de variancia ANOVA

Factores controlables	Fuente	SS	GDL	MQ	Teste F	Probabilidad
Edad de la muestra	A	16521	2	8260	1481	3,1E-79
Granulometría de la GGBS	B	2965	2	1482	266	1,93E-42
Tipo de trazo	C	39614	2	19807	3552	2,97E-99
Tipo de curado	D	639	1	639	115	1,14E-18
	AB	185	4	46	8	6,99E-06
	AC	444	4	111	20	2,61E-12
	AD	322	2	161	29	9,16E-11
	BC	5414	4	1354	243	5,27E-53
	BD	793	2	396	71	2,00E-20
	CD	6961	2	3480	624	4,58E-60
	ABC	2502	8	313	56	5,44E-35
	BCD	658	4	164	29	1,44E-16
	CDA	721	4	180	32	1,08E-17
	DAB	1426	4	356	64	1,32E-27
	ABCD	1368	8	171	31	1,59E-24
	Erro	602	108	6	-	-
	TOTAL	81135	161	-	-	-

GGBS (iii) tipo de mezcla (UHPRC-1, UHPRC-2, UHPRC-3) y (iv) tipo de curado, identificados con las letras A, B, C con tres niveles de control y D con dos niveles de control respectivamente, lo que conduce a 54 experimentos que incluyen todas las posibles combinaciones que deberían ser introducidas en el diseño, ver Tabla 2. Se realizaron tres repeticiones en cada caso para conformar un total de 162 experimentos. El total de grados de libertad resultantes son 52, los cuales están señalados en la Tabla 3.

La relación w/b se mantuvo fija en 0,15 y la relación w/c fue de 0,31 para UHPRC-1, de 0,28 para UHPRC-2 y de 0,24 para UHPRC-3. La cantidad de arena de sílice, superplastificante y agua se mantu-

vieron constantes. Los tres tipos de mezclas son diferenciadas por los porcentajes de aglomerantes en cada caso, como se observó en la Tabla 2.

4. Resultados y discusiones

4.1 Ensayo de resistencia a la compresión

Para cada ensayo de compresión uniaxial a los 7, 14 y 28 días de curado al menos tres especímenes fueron testados, sus valores promedio son mostrados en la Tabla 5. En cada par de datos

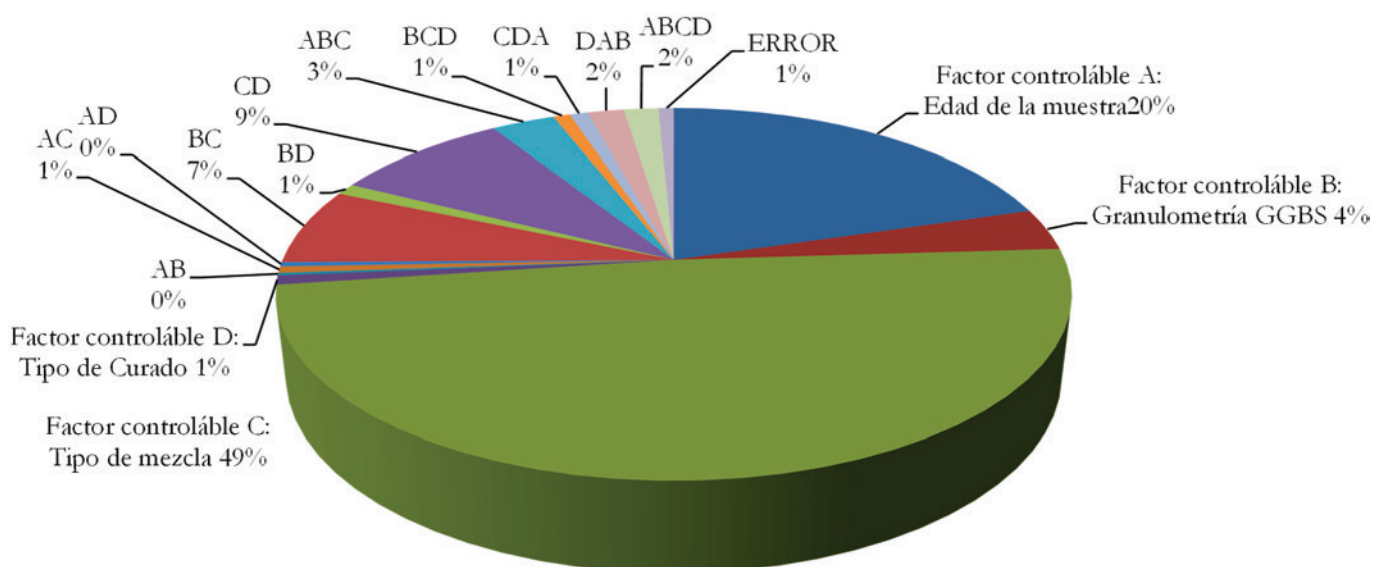


Figura 5
Contribución de los factores controlables y sus interacciones en la resistencia a la compresión

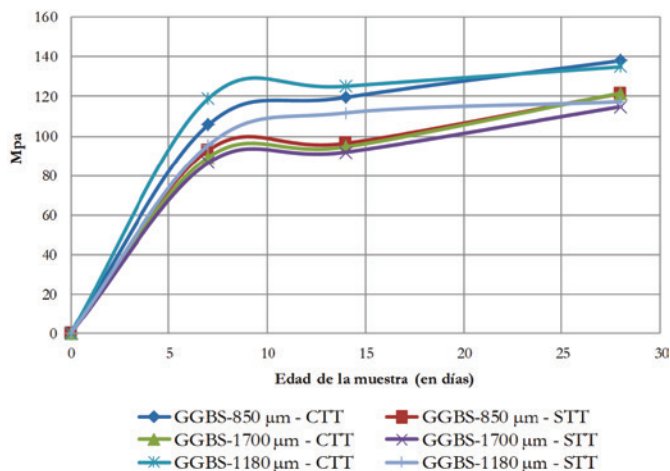


Figura 6
Resistencia a la compresión UHPRC-3 en función de la edad de la muestra

reflejados, el valor en la línea superior corresponde espécimen con tratamiento térmico y el inferior sin tratamiento térmico en el curado. B1, B2 y B3 corresponden a los tipos de granulometría de la GGBS para 850 μm, 1700 μm y 1180 μm, y los tipos de mezcla C1, C2 y C3 corresponden a los concretos UHPRC-1, UHPRC-2 y UHPRC-3 respectivamente. La mezcla UHPRC-3 arrojó los mayores valores de resistencia para todas las edades. El mayor valor promedio de resistencia la compresión fue de 138 MPa que corresponde a la mezcla con tratamiento térmico de curado y con un tamaño máximo de la escoria de 850 μm.

4.2 Análisis de los desvíos residuales

El desvío relativo máximo fue calculado dividiendo el valor absoluto de la diferencia entre la resistencia media y la resistencia individual que más se aparte de la media, pela resistencia media y multiplicando este valor por 100, ABNT NBR7215 [42].

En los casos que el desvío relativo máximo superó el 6% se procedió a repetir el ensayo para todas las edades. Los desvíos residuales para cada tipo de concreto pueden ser observados en las Figuras 2, 3 y 4. En cada gráfico se muestra la variabilidad de la resistencia a la compresión a los 7, 14 y 28 días respecto a la media para cada tipo de mezcla UHPRC. Notamos que las mezclas

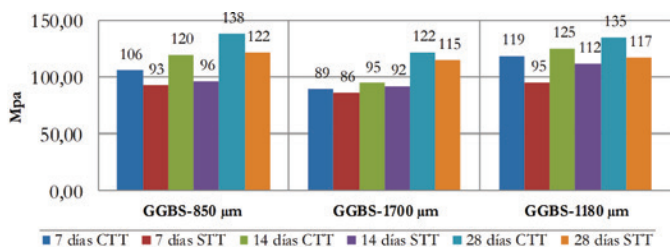


Figura 7
Resistencia a la compresión UHPRC-3 en función del tamaño máximo de la GGBS

UHPRC-2 y 3 presentan menos dispersión a los siete días, la mezcla UHPRC-2 a los catorce y la mezcla UHPRC-1 a los veintiocho días de curado. Algunos valores se alejan más de la media, sin embargo, en todos los casos, los desvíos se encuentran dentro del rango permitido por la norma ABNT NBR7215 [42].

4.3 Análisis de variancia y comparación de medias

Los resultados del análisis de variancia usando ANOVA son mostrados en la Tabla 6, en la cual cuatro factores controlables fueron analizados y once interacciones fueron generadas.

Para todos los casos el valor de la probabilidad indicado por la distribución F es menor que 1%, esto quiere decir que todos los factores controlables tienen influencia significativa sobre la variable de respuesta, en nuestro caso la resistencia a la compresión, con un nivel de confianza superior al 99%. Dicho de otra forma, las diferencias en la variable de respuesta se deben a la influencia de los factores controlables y no al error experimental.

El porcentaje de contribución de cada factor controlable sobre la resistencia a la compresión puede ser visualizado en la Figura 5. Esos valores fueron calculados dividiendo cada suma cuadrada entre el total de sumas cuadradas y luego multiplicando por 100. Altas resistencia fueron obtenidas con tratamiento térmico en el curado en [12-15, 20-22, 24 y 28], sin embargo, en nuestro estudio el tipo de curado demostró tener 1% de importancia sobre la resistencia a la compresión para los diseños de mezcla estudiados. En las referencias mencionadas anteriormente la temperatura usada fue mayor a 60°C y por un periodo de tiempo superior a 24 horas, en la fecha de realización de los experimentos de este estudio limitaciones en el equipamiento del laboratorio impidió aplicar un tratamiento térmico más cercano al comúnmente usado en la literatura.

Posiblemente sumergir los especímenes en agua a 60°C por 24 horas no consiguió acelerar suficientemente la resistencia a la compresión. Diferencias significativas en la resistencia a la compresión aplicando o no el tratamiento térmico en el curado no fueron alcanzadas, como aconteció en [8, 24, 25, 34]. En [17, 19, 24 y 36] resultados semejantes a los nuestros fueron encontrados usando una cantidad importante de humo de sílice, superplastificante y sin el uso de tratamiento térmico.

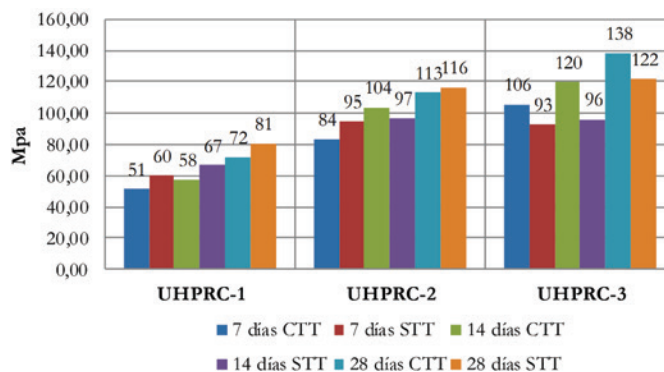


Figura 8
Resistencia a la compresión para los tres tipos de mezcla

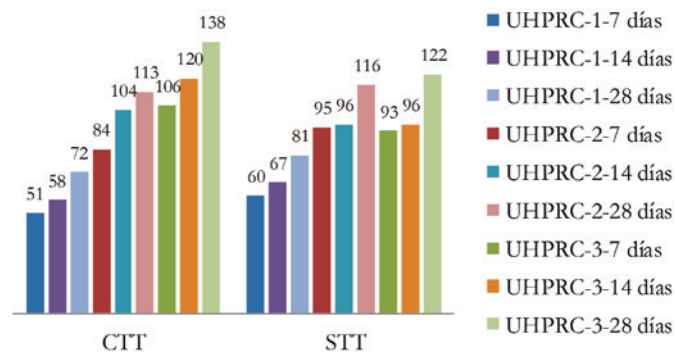


Figura 9
Valores de la resistencia a la compresión para GGBS-850 μm con el tipo de curado

Como todos los factores controlables tienen influencia significativa en la resistencia a la compresión del UHPRC, podemos realizar un análisis de medias en cualquiera de ellas. Existen diferencias significativas entre las medias de cada nivel, como se pudo observar en la Tabla 5, entonces al ordenarlas en orden creciente logramos verificar si el intervalo entre ellas supera el Límite de Decisión (LD), donde LD es igual a tres veces el desvío padrón de las medias de las muestras. Este procedimiento se llama comparación múltiple de medias, el cual será desarrollado a continuación, enfocándonos principalmente en los resultados obtenidos para el diseño de mezcla UHPRC-3 que arrojó los mejores resultados y las mayores resistencias.

Para comparar las medias del factor controlable A (edad de la muestra) y de sus interacciones AB, AC, AD fijaremos los niveles de B, C y D. Así en la Figura 6 podemos observar como varía la resistencia a la compresión con la edad de la muestra, para los tres tamaños de escoria, con y sin tratamiento térmico en el curado. Los mayores valores de la resistencia a la compresión se obtuvieron a los 28 días de curado con tratamiento térmico, los resultados fueron de 138, 122 y 135 MPa para GGBS con tamaño máximo de 850, 1700 y 1180 μm respectivamente. Los resultados de resistencia sin tratamiento térmico fueron de 122, 115 y 117 MPa para GGBS con tamaño máximo de 850, 1700 y 1180 μm respectivamente.

Para comparar las medias del factor controlable B (granulometría de la GGBS) y de sus interacciones BA, BC, BD fijaremos los niveles de A, C y D. Así en la Figura 7 podemos observar como varía la resistencia a la compresión con la granulometría de la GGBS, para las tres edades de la muestra, con y sin tratamiento térmico en el curado.

Los mayores valores de resistencia fueron de 138 MPa, 122 MPa y de 135 MPa para las GGBS-850, GGBS-1700 y GGBS-1180 μm respectivamente, a los 28 días de curado con tratamiento térmico. Sin tratamiento térmico los resultados fueron 122, 115 y 117 MPa respectivamente.

Para comparar las medias del factor controlable C (tipo de mezcla) y de sus interacciones CA, CB, CD fijaremos los niveles de A, B y D. Así en la Figura 8 podemos observar como varía la resistencia a la compresión con el tipo de mezcla UHPRC, para las tres edades de la muestra, con y sin tratamiento térmico en el curado. Para las mezclas UHPRC-1 y UHPRC-2, los mayores valores de resis-

tencia a la compresión fueron de 81 y 116 MPa respectivamente, a los 28 días de curado sin tratamiento térmico. Para la mezcla UHPRC-3 el mayor valor alcanzado fue de 138 MPa a los 28 días con tratamiento térmico en el curado.

Para comparar las medias del factor controlable D (tipo de curado) y de sus interacciones DA, DB, DC fijaremos los niveles de A, B y C. Así en la Figura 9 podemos observar como varía la resistencia a la compresión con el tipo de curado, para las tres edades de la muestra y los tres tipos de mezcla. En este caso reflejaremos los resultados para la granulometría de la escoria GGBS-850 μm con la que se obtuvo la mayor resistencia. A los 7 días de curado con tratamiento térmico las mezclas UHPRC-1, 2 y 3 alcanzaron respectivamente el 72, 74 y 76% de la resistencia a los 28 días; sin tratamiento térmico alcanzaron el 74, 81 y 76%. A los 14 días de curado con tratamiento térmico las mezclas UHPRC-1, 2 y 3 incrementaron respectivamente en 12, 24 y 13% la resistencia de los 7 días; sin tratamiento térmico incrementaron en 11, 2 y 4%. A los 28 días de curado con tratamiento térmico las mezclas UHPRC-1, 2 y 3 incrementaron respectivamente en 40, 35 y 31% la resistencia de los 7 días; sin tratamiento térmico incrementaron en 34, 23 y 31%.

5. Conclusiones

El diseño de mezcla UHPRC-3 con tamaño máximo de escoria de 850 μm arrojó los mayores valores de resistencia a la compresión a los 28 días. Con tratamiento térmico en el curado los resultados fueron 136, 137 y 142 MPa; con los cuales se obtuvo una resistencia promedio de 138 MPa. Sin tratamiento térmico en el curado la mayor resistencia promedio fue de 122 MPa.

A los 7 días de curado se alcanzó al menos el 70% de la resistencia a la compresión de los 28 días. En promedio, la ganancia de la resistencia desde los 7 a los 28 días fue de 32, 26 y 44% para UHPRC-1, 2 y 3 respectivamente.

Para un GGBS de tamaño máximo 850 μm , los diseños de mezcla UHPRC-1 y UHPRC-2 no arrojaron diferencias significativas en los resultados con y sin tratamiento térmico en el curado. La mezcla UHPRC-1 debió ser repetida varias veces porque los cuerpos de prueba sumergidos en cura térmica se agrietaban. Esas mezclas contienen los porcentajes más bajos de humo de sílice y de GGBS, por tanto podemos presumir que gran cantidad del calor de hidratación fue generado y posibles agrietamientos térmicos impidieron el desarrollo de la resistencia a edades tempranas. Para UHPRC-3 mayores diferencias entre tratamientos de curado fueron encontradas, sin embargo las mismas no superaron el 20%. El comportamiento descrito anteriormente influyó en el bajo porcentaje de contribución de esa variable (tipo de curado) sobre la resistencia a la compresión.

Para un GGBS de tamaño máximo 1700 μm y 1180 μm se obtuvo un mejor comportamiento en los especímenes sin tratamiento térmico en el curado. La resistencia a los 7 días fue en promedio un 25% menor en los especímenes que incluyeron 24 horas de tratamiento térmico en el curado. Por tanto a mayor tamaño de la escoria el tratamiento térmico parece haber influido negativamente en la ganancia de resistencia a edades tempranas.

Incluir tratamiento térmico en el curado acelera la resistencia a la compresión del concreto en edades tempranas, sin embargo,

en nuestro estudio, el tipo de curado demostró tener 1% de importancia sobre la resistencia a la compresión para los diseños de mezcla estudiados. Por tanto, en este caso, la fabricación de la mezcla sin tratamiento térmico en el curado resulta una mejor opción desde el punto de vista económico.

Se recomienda ampliar los niveles del factor controlable D referente al tipo de curado, para estudiar distintos tipos de tratamiento térmico y determinar si una mayor temperatura o un mayor tiempo de exposición al calor pueden diferenciar de forma más acentuada la ganancia de resistencia a la compresión en edades tempranas. El diseño de mezcla que se recomienda en este estudio es el UHPRC-3, usando como materiales aglomerantes 65% de cemento CP-V, 15% de GGBS con tamaño máximo de 850 μm , 20% de humo de sílice, como agregado usar arena fina con tamaño máximo de 600 μm , agua corriente y superplastificante SIKA o similar.

6. Agradecimientos

Los autores agradecen principalmente a la Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), al Laboratorio de Ensayos y Modelos Estructurales (LEME) de la UFRGS principalmente a los funcionarios Eurípedes Martins Fontes y Edgar Wallace Pereira. También los autores desean agradecer a la empresa AcerloMittal-Tubarão y SIKA-Brasil por la donación de material para la investigación.

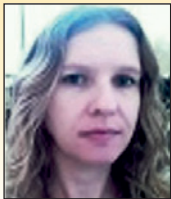
7. Referencias bibliográficas

- [1] Fehling, E.; Schmidt, M.; Walraven, T.; Leutbecher, T.; Frohlich, S. Ultra High Performance Concrete UHPC Fundamentals, Design, Examples. First Edition, 2014, 188 p. <http://www.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-3433030871.html>
- [2] Doo-Yeol Yoo, Young-Soo Yoon. A Review on Structural Behavior, Design, and Application of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. International Journal of Concrete Structures and Materials, v.10, n.2, 2016; p.125-142. <https://link.springer.com/article/10.1007/s40069-016-0143-x>
- [3] Tanaka, Y., Musya, H., Ootake, A. et al. Design and Construction of Sakata-Mirai Footbridge Using Reactive Powder Concrete. In: Proc. Of 1st fib Congress Concrete Structure in the 21st Century, Osaka, Japan, 2002, v.1, p.103-104. <https://structurae.net/structures/sakata-mirai-footbridge>
- [4] UNSTAT, Greenhouse gas emissions by sector (absolute values). United Nation Statistics Division. https://unstats.un.org/unsd/environment/air_greenhouse_emissions%20by%20sector.htm
- [5] Hassan, A.; Jones, S.; Mahmud, G. Experimental test methods to determine the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPRC). Journal Construction and Building Materials, v.37, 2012; p.874-882. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061812002322>
- [6] Yu, R.; Spiesz, P.; Brouwers, H. Mix design and properties assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC). Journal Cement and Concrete Research, v.56, 2014; p.29-39. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0008884613002275>
- [7] Habel, K.; Viviani, M.; Denarié, E.; Brühwiler, E. Development of the mechanical properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRC). Journal Cement and Concrete Research, v.36, 2006; p.1362-1370. <https://www.researchgate.net/publication/223459609>
- [8] Yang, S.L.; Millard, S.G.; Soutsos, M.N.; Barnett, S.J.; Le, T.T. Influence of aggregate and curing regime on the mechanical properties of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPRC). Journal Construction and Building Materials, v.26, n.6, 2009; p.2291-2298. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061808003449>
- [9] EMMA. [http://minhateca.com.br/clubedoconcreto/emma+elkem,674040748.rar\(archive\)](http://minhateca.com.br/clubedoconcreto/emma+elkem,674040748.rar(archive))
- [10] Feret, René. Sur la Compacité des mortiers hydrauliques. Annals des Ponts et Chaussées, 1894.
- [11] Reinhardt, H. W. Otto Graf's research on concrete roads—A retrospective view. Journal Otto Graf. Annual Journal on Research and Testing of Materials, v.14, 2003; p.9-19. https://www.mpa.uni-stuttgart.de/publikationen/otto_graf_journal/ogj2003/beitrag_reinhardt.pdf
- [12] Freyssinet, Eugene. <https://structurae.info/personnes/eugene-freyssinet>
- [13] Yudenfreund, M.; Odler, I.; Brunauer, S. Hardened Portland cement pastes of low porosity I. Materials and experimental methods. Journal Cement and Concrete Research, v.2, 1972; p.313-330. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884672900737>
- [14] Roy, D.; Gouda, G.; Bobrowsky, A. Very high strength cement pastes prepared by hot pressing and other high pressure techniques. Journal Cement and Concrete Research, v.2, 1972; p.349-366. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884672900750>
- [15] Roy, D. and Gouda, G. High strength generation in cement pastes. Journal Cement and Concrete Research, v.3, 1973; p.807-820. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0008884673900136>
- [16] Birchall, J.; Howard, A.; Kendall, K. Flexural strength and porosity of cements. Journal Nature Publishing Group, v.289, 1981; p.388-390. <https://www.nature.com/nature/journal/v289/n5796/pdf/289388a0.pdf>
- [17] Bache, H. H. Densified cement ultra-fine particle-based materials. In Proceedings of the 2nd international conference on superplasticizers in concrete, Ottawa, Canada, 1981, p. 33. <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/DE93500154.xhtml>
- [18] Lankard, D.; and Lease, D. Refractarios monolíticos precolados altamente reforzados. Journal of the American Ceramic Society, bulletin 61, 1982; p.728. <http://boletines.secv.es/upload/20120509120356.z19832202.pdf>
- [19] Hjorth, L.; Alford, N.; Mangabhai, R.; Hirsch, P.; Moir, G.; Jefferis, S.; Blundell, R.; Kelly, A.; Defosse, C.; Sing, K.; Massazza, F.; Bensted, J. Journal Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A - Mathematical and Physical Sciences, v.310, n. 1511, 1983; p.167-173.
- [20] Larrard, F.; Sedran, T. Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by the use of a packing model. Journal Cement and Concrete Research, v.24, n.1, 1994;

- p.997–1009. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S008884694900221>
- [21] Richard, P., and Cheyrezy, M. Composition of reactive powder concretes. *Journal Cement and Concrete Research*, v.25, 1995; p.1501–1511. <https://www.researchgate.net/publication/222388936>
- [22] Rossi, P.; Arca, a.; Parant, e.; Fakhri, P. Bending and compressive behaviors of a new cement composite. *Journal Cement and Concrete Research*, v.35, n.1, 2005; p.27–33. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S008884604002492>
- [23] Lim, D.H. and Nawy, E. G. Behavior of plain and steel-fiber-reinforced high-strength concrete under uniaxial and biaxial compression. *Journal Magazine of Concrete Research*, v.57, n.10, 2005; p.603-610. <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/pdf/10.1680/mac.2005.57.10.603>
- [24] Graybeal, B. Compressive behavior of Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Journal ACI Materials*, v.104, n.2, 2007; p.146-152. <https://www.researchgate.net/publication/259435679>
- [25] Thanh, LE. Ultra high performance fiber reinforced concrete paving flags, Liverpool, 2008, PHD Thesis - University of Liverpool, 670 p. <http://ethos.bl.uk/OrderDetails.do?uin=uk.bl.ethos.502191>
- [26] De Larrard, F. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*, London: E & FN Spon, 1ed, 1999, 419 p. <http://d.telegchannel.com/1/10/18/2409770b-d9ab-4c65-ba02-b8a3bd71ef50.pdf>
- [27] Toledo, R.; Koenders, E.; Formagini, S.; Fairbairn, E. Performance assessment of Ultra High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites in view of sustainability. *Journal Materials and Design*, v.36, 2012; p.880-888. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0261306911006364>
- [28] Wu, Z.; Shi, C.; Khayat, K. Influence of silica fume content on microstructure development and bond to steel fiber in ultra-high strength cement based materials (UHSC). *Journal Cement and Concrete Composites*, v.71, 2016; p.97-109. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946516301317>
- [29] Lampropoulos, A; Paschalis, S.; Tsioulou, O.; Dritsos, S. Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Journal Engineering Structures*, v.16, 2016; p.370-384. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029615006768>
- [30] Liu, J.; Han, F.; Cui, G.; Zhang, Q.; Lv, Z.; Zhang, L.; Yang, Z. Combined effect of coarse aggregate and fiber on tensile behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Constructions and Building Materials*, v.121, 2016; p.310-318. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816307620>
- [31] Kang, S.; Choi, J.; Koh, K.; Lee, K.; Lee, B. Hybrid effects of steel fiber and microfiber on the tensile behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Composites Structures*, v.145, 2016; p.37-42. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263822316301167>
- [32] Lee, J.; Hong, S.; Joh, Ch.; Kwahk, I.; Lee, J. Biaxial tension-compression strength behaviour of UHPRC in plane elements. *Journal Materials and Structures*, v.50, 2017; p.1-17. <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-016-0918-1>
- [33] Hoang, A and Fehling, E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra-high performance concrete. *Journal Construction and Building Materials*, v.153, 2017; p.790-806. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061817314733>
- [34] Kahanji, Ch.; Ali, F.; Nadjai, A. Structural performance of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams. *Journal Structural Concrete*, v.18, 2017; p.249-258. <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/suco.201600006/full>
- [35] Wu, Z.; Shi, C.; He, W.; Wang, D. Static and dynamic compressive properties of ultra-high performance concrete (UHPC) with hybrid steel fiber reinforcements. *Journal Cement and Concrete Composites*, n.79, 2017; p.148-157. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0958946517301622>
- [36] Alsalmán, A.; Dang, C.; Micah, W. Development of ultra-high performance concrete with locally available materials. *Journal Construction and Building Materials*, v.133, 2017; p.135-145. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061816319468>
- [37] Ayan, E.; Saatçioğlu, Ö.; Turanlı, L. Parameter optimization on compressive strength of steel fiber reinforced high strength concrete. *Journal Construction and Building Materials*, v.25, 2011; p.2837-2844. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061810007427>
- [38] Uysal, Mucteba. Taguchi and Anova approach for optimization of design parameters on the compressive strength of HSC. *Journal Magazine of Concrete Research*, v.64, 2012; p.727-735. <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/mac.11.00156>
- [39] Yoon, S.; Monteiro, P.; Macphee, D.; Glasser, F.; Salah, M. Statistical evaluation of the mechanical properties of high-volume class F fly ash concretes. *Journal Construction and Building Materials*, v.54, 2014; p.432-442. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061813012348>
- [40] Mukharjee, B. and Barai, S. Assessment of the influence of Nano-Silica on the behavior of mortar using factorial design of experiments. *Journal Construction and Building Materials*, v.68, 2014; p.416-425. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181400693X>
- [41] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Agregados - Amostragem - NBR NM 26*, Rio de Janeiro, 2001.
- [42] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento Portland Determinação da Resistência à Compressão - NBR 7215*, Rio de Janeiro, 1995.
- [43] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos - NBR 5739*, Rio de Janeiro, 2007.

Statistical analysis of mechanical properties of mortars with fly ash and waste tire rubber

Análise estatística de propriedades mecânicas de argamassas com cinza volante e resíduo de borracha de pneus



A. PCZIECZEK^a
adriane_sbs@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-1349-9480>

C. EFFTING^a
carneane.effting@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0001-5457-5457>

I. R. GOMES^a
itamar.gomes@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0002-2663-9123>

A. SCHACKOW^a
adilson.schackow@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0003-2561-5231>

E. HENNING^b
elisa.henning@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0002-7754-9451>

Abstract

This article aims to perform statistical analysis on the inclusion effects of waste tire rubber and fly ash from thermoelectric plants as mortar components for coating buildings. Reference mortars and mortars containing 5% and 10% rubber with a maximum grain size of 0.71 mm and mortars containing fly ash particles with a diameter of 45 μm were produced. Mortars containing rubber replaced 5% and 10% of the fine aggregate mass by this material and fly ash was added in 10% and 20% proportions compared to the cement volume. A 3^2 factorial experiment was performed on the mechanical properties of the compressive strength of mortars, applying analysis of variance (ANOVA) and surface response. The rubber waste material contributed to the decrease in compressive strength of the mortar and that factor displayed the highest significance in the response variable.

Keywords: coating mortar, waste tire rubber, fly ash, compressive strength, statistical analysis.

Resumo

Este artigo tem como objetivo efetuar a análise estatística dos efeitos da inclusão da borracha de pneus inservíveis e cinza volante oriunda de usinas termelétricas como componentes da argamassa para revestimento de edificações. Foram produzidas argamassas de referência e argamassas contendo borracha com dimensão máxima dos grãos de 0,71 mm e cinza volante com granulometria de 45 μm . As argamassas contendo borracha tiveram 5% e 10% da massa do agregado miúdo substituído por esse material e a cinza volante adicionada em proporções de 10% e 20% em relação ao volume de cimento. Foi realizado um projeto fatorial 3^2 para os resultados referentes à propriedade mecânica de resistência à compressão das argamassas, aplicando a análise da variância (ANOVA) e de superfície de resposta. O resíduo de borracha contribuiu para a diminuição da resistência à compressão das argamassas e foi o fator que apresentou maior significância na variável resposta.

Palavras-chave: argamassa de revestimento, resíduo de pneus, cinza volante, resistência mecânica à compressão, análise estatística.

^a Santa Catarina State University, Technology Science Center, Civil Engineering Department, Joinville, SC, Brazil;
^b Santa Catarina State University, Technological Science Center, Mathematics Department, Joinville, SC, Brazil.

1. Introduction

The accumulation of solid wastes has been the subject of research on the exploitation of those wastes, as alternative materials, due to increasing urban development. The search for sustainability, besides being an environmental concern, is economic as well, providing the development of new technologies and financial savings. Regarding this aspect, civil construction is one of the sectors that have absorbed large quantities of solid recycled waste products as building components [1].

One of the great concerns of cities is inadequate disposal of useless tires, as they are non-biodegradable and products that remain for a long time. Besides that, when stored improperly, they serve as insect and rodent breeders. According to [2], there have been some alternative proposals for resolving the disposal problem of useless tires, as they can be used for making river embankments and sea breakwater worksites. Another manner for recycling waste tire rubber is by cutting or scraping them, as this reused material can be used in a great number of industrial areas and in asphaltic pavements as bonding material for roadway purposes. Research studies have been done by [3] and [4] in the field of civil construction and they have shown the possibility of utilizing waste tire rubber in concrete applications, without any structural functionality, and display good thermal and acoustic performance. The effect of incorporating rubber powder in mortar for coating was confirmed by [5] and [6]; according to their performed research studies, mortar containing this waste rubber displays lower incidences of visible fissures and increases water absorption through capillarity. According to [7], using 30% proportions of recycled tire rubber to substitute sand in high-strength mortars contributed to decreasing traction strength in flexion and compression; the presence of irregular and spheroid pores in the morphology was verified.

On the other hand, the increasing usage of thermoelectric power plants and the consumption of coal as fuel have generated considerable amounts of waste products as light or fly ash and heavy or

bottom ash. These wastes are formed due to incomplete combustion of coal [8]. High storage cost and concern for proper disposal of these waste products have encouraged the generation of alternative solutions in waste management in diverse applications, such as manufacturing pozzolanic cement, in concrete and mortar mixtures, as well as others [9].

There is great diversity in mineralogy of ashes, as this varies according to the composition of coal, calcination conditions, and storage environment. The surface of fly ash, variation of particle dimension, and morphology considerably affect the workability and speed in developing cement mass strength [10].

Research studies performed by [11], [12] and [13] have shown that fly ash features advantageous pozzolanic characteristics when added to cement, assuring increased compressive strength, impermeability, and durability of mortars and concrete structures, as well as economic and environmental advantages.

Therefore, the overall objective of this work consists in analyzing statistically the physical and mechanical properties on compressive strength results of mortars for coating walls, applying analysis of variance (ANOVA) and response surface methods. Mortars containing the addition of fly ash and waste tires rubber to partially substitute fine aggregate were produced. The effect of the presence of these two waste products in the same mortar was studied in this research, contrary to previous research studies, whereas analyses were performed using these waste products separately. When one wishes to study the effect of the influence from two or more variables, in any given experiment, factorial planning is the most recommended technique. In each attempt or replica, all possible combinations of the levels from each variable are investigated. If the effect of a variable depends on the level from other variables, one can say there is interaction among them [14].

According to [15], analysis of variance, or ANOVA, consists in an adequate statistical procedure for the evaluation of quantitative

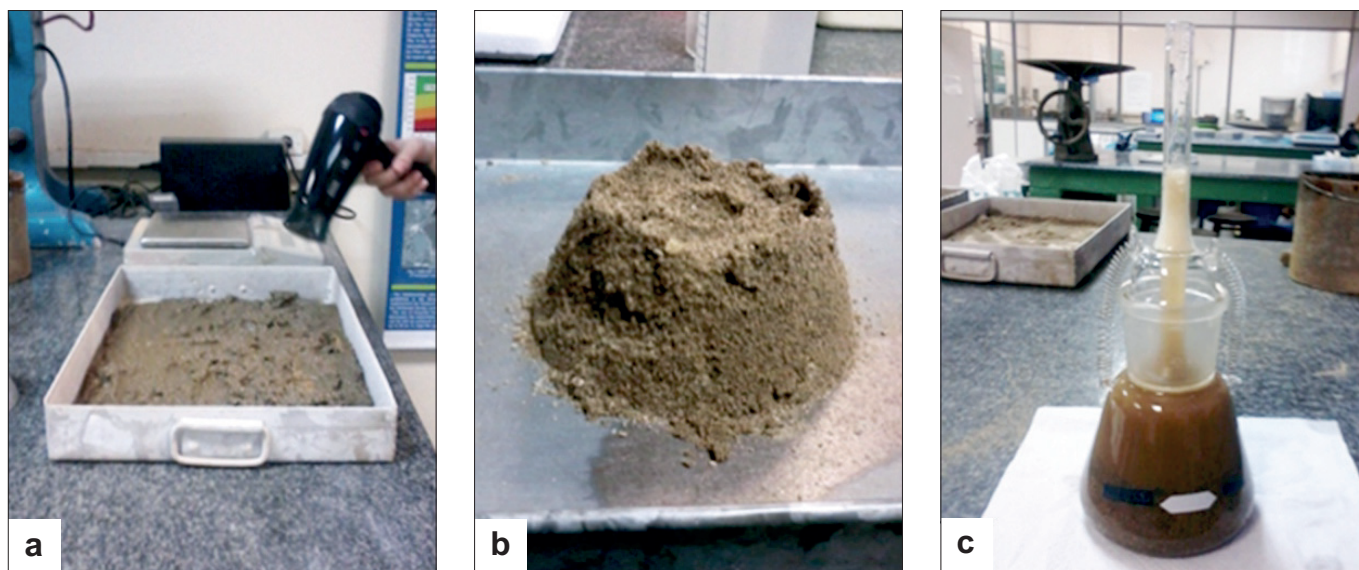


Figure 1

Test for determining the specific mass of the sand, (a) drying material by blowing air; (b) dry surface saturated condition; (c) calibrated flask with the sample after removing air bubbles

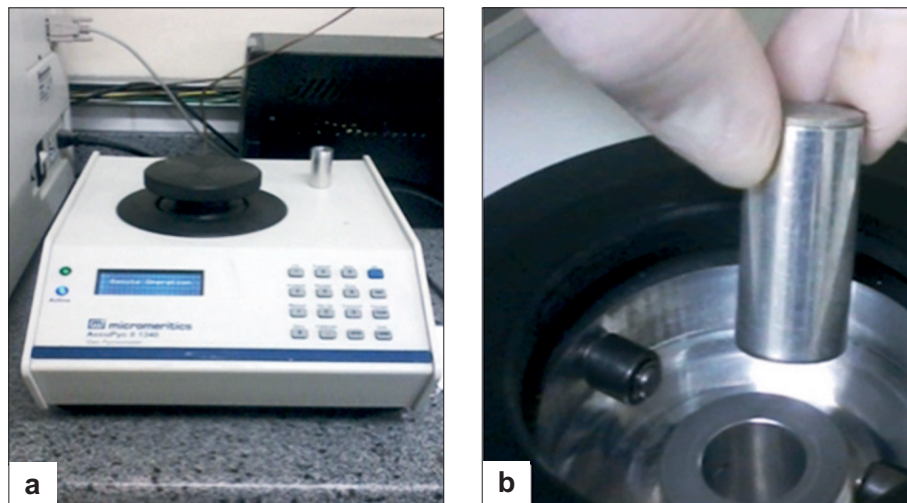


Figure 2
Helium gas pycnometer (a) equipment used; (b) sample chamber

answers in planned experiments. ANOVA is used for accepting or rejecting investigated hypotheses of an experiment, whereas the objective is to analyze the average variation of test results and identify what the factors are that really produce significant effects in the answers from any given experiment.

Linear regression analysis is also used a great deal in planned experiments including continuous level factors. In this case, analysis of variance is used to identify significant factors and, afterwards, regression analysis is used to construct a model incorporating these factors. Dual-level factorial planning, complete and fractional make it possible to estimate the main effects and interactions, while triple-level complete factorial designs make it possible to estimate the degree of curvature in a response variable [16].



Figure 3
Specimens for pozzolanic activity

2. Materials and experimental program

The following materials were used for preparing the mortars: fine washed river sand, Portland CP II Z-32 cement, CH-III type hydrated lime, and water supplied from the local concessionaire. The waste rubber was obtained from the rubber tires by shredding useless rubber tires. The fly ash consists of a waste product from thermoelectric power plants using coal as fuel. Initially, tests were performed containing ash before performing any grinding process. New mortars were produced and tests were performed containing ground fly ash in their compositions, whereas there was a ten-minute period for grinding in a ball mill.

The manufacturer supplied the physical characteristics of the Portland CP II Z-32 cement and the CH-III hydrated lime products. The Portland CP II Z-32 cement was chosen as it is commonly used in civil construction and as it provides diverse application possibilities. Although, this type of cement already contains 6 to 15% of pozzolan in its composition, the addition of fly ash was justified, as it is an abundant material in the state of Santa Catarina, especially due to the large-scale thermoelectric plant facilities in the southern region of the country.

The physical characteristics of the fine aggregate (Figure 1) were determined as stated in NBR NM 52 [17] and NBR NM 248 [18]. According to experimental tests, the fineness module of the fine aggregate was 2.09 in this research; the maximum diameter of grains was 2.36 mm, and a specific mass of 2.55 g/cm³. The maximum size of the waste rubber grains was 0.71 mm and specific mass of 1,1953 g/cm³. These values were determined through a sieve analysis test, utilizing a set of standard series of sieves and helium gas pycnometry (Figure 2). The fly ash, without performing any grinding process, presents as characteristic a specific mass of the 2.1680 g/cm³, 45 µm granulometry and a 75.2% pozzolan activity performance rate. The fly ash, after grinding, has a 77.6% pozzolan activity performance rate for ground ash, as stated in the recommendations of NBR 12653 [19], displayed in Figure 3. The fly ash, after grinding, displayed a 2.5% increase in the pozzolan

Table 1
Fresh-state mortar properties

Materials	Specific mass (g/cm ³)	Unit mass	Maximum diameter of grains (mm)
Portland cement CP II Z-32	2.98	1.08	<0.074
Hydrated lime CH III	2.40	0.75	0.074
Ground aggregate	2.55	1.43	2.36
Rubber	1.19	0.36	0.71
Fly ash	2.17	0.90	0.045

activity index in the material. This increase occurred due to the decrease in the ash size as the specific surface area increased, making greater contact among the reactive elements of the mixture. The results from the test regarding the physical characteristics of the materials are found on Table 1.

The chemical composition of the waste products was analyzed using an Energy Dispersive Spectroscopy (EDS). Points 1 and 2 are displayed in figures 4 and 5 that are selected for the application of EDS rubber and fly ash analyses and, in Tables 2 and 3 the semi-quantitative chemical analysis results on waste products are displayed. The analyzed points are obtained by EDS spectra in (Figure 4), it is possible to observe that the rubber is mainly com-

Table 2
Chemical composition of rubber

Chemicals	Mass concentration (%)
C	72.77
O	20.81
S	0.55
Zn	5.87

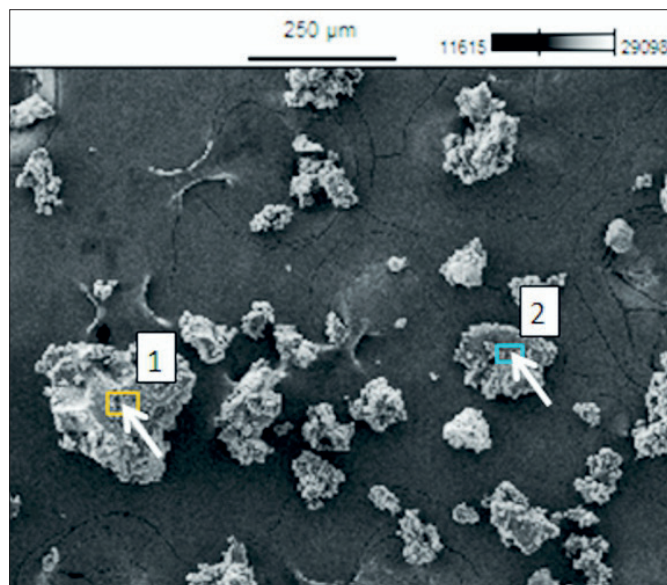


Figure 4
MEB image of the rubber powder and selected places for applying EDS

posed of carbon (C), oxygen (O), zinc (Zn), sodium (Na) and sulphur (S). The fly ash (Figure 5) display the greatest concentrations of carbon (C), oxygen (O), silicon (Si) and chemical compounds of silica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), ferric oxide (Fe₂O₃) and lime (CaO) in its composition.

The reference mortar was produced using cement, lime, and sand in a 1:1:6 proportion (in volume). The mortars containing rubber

Table 3
Chemical composition of fly ash

Chemicals	Mass concentration (%)	Chemicals	Composition (%)
C	40.93	C	40.93
O	25.58	O	0.00
Mg	0.90	MgO	1.50
Al	5.50	Al ₂ O ₃	10.39
Si	12.83	SiO ₂	27.45
K	1.48	K ₂ O	1.78
Ca	10.42	CaO	14.58
Fe	2.35	Fe ₂ O ₃	3.36

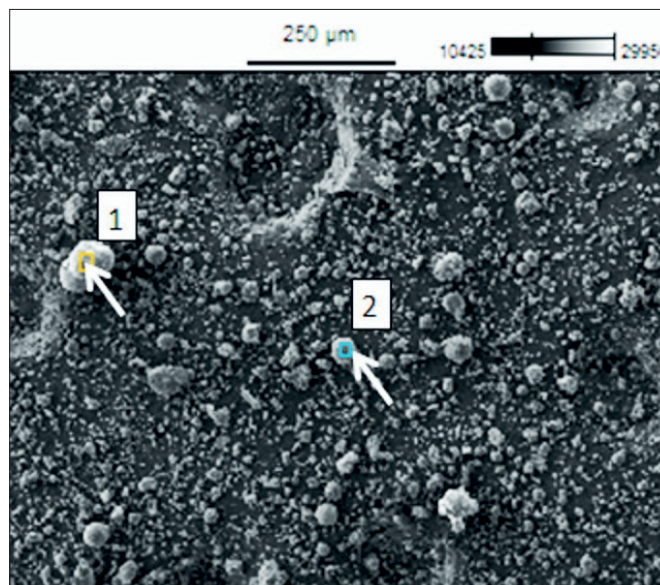


Figure 5
MEV image of fly ash and selected places for applying EDS

Table 4
Fresh-State mortar properties

Mixture	Mortar components (*) (g)						Consistency index (mm)
	Cement	Ash	Lime	Sand	Rubber	Water	
REF	720	-	496	5720	-	1468	253
B5	720	-	496	5434	71.6	1392	255
B10	720	-	496	5148	143.2	1320	250
C10	720	60	496	5720	-	1468	263
C10B5	720	60	496	5434	71.6	1392	258
C10B10	720	60	496	5148	143.2	1320	250
C20	720	120	496	5720	-	1480	257
C20B5	720	120	496	5434	71.6	1400	260
C20B10	720	120	496	5148	143.2	1340	251

Note: (*) For the preparation of the same volume of mortar (3.33 cm³ or 12 specimens 40 x 40 x 160 mm)

had 5% and 10% of the fine aggregate mass substituted by waste rubber and, the mortars containing 10% and 20% fly ash were added to the mixture compared to the cement volume. The mortar compositions are displayed on Table 4, thus REF is the reference mortar. B5 and B10 contain 5% and 10% rubber in the Mortar. C10 and C20 contain 10% Ash in the Mortar and 20% Ash in the Mortar. C10B5 and C10B10 contain 10% Ash + 5% Rubber in the Mortar, and contain 10% Ash + 10% Rubber in the Mortar. C20B5 and C20B10 contain 20% Ash + 5% Rubber in the Mortar and 20% Ash + 10% Rubber in the Mortar. Mortars containing ground fly ash were produced using the same composition of mortar that obtained the best performance using two waste products in its composition. The consistency of mortars was evaluated as stated in NBR 13276 [20] that made it possible to characterize the conferred workability of each mixture and identify its adequacy for utilization as a coating. Water retention was also analyzed as stated in NBR 13277 [21], the specific mass, and incorporated air content in mortars as stated in NBR 13278 [22].

The compressive strength of the mortars was evaluated after 28 days of curing, in prismatic specimens measuring 40x40x160 mm, as stated in NBR 13279 [23].

The results were submitted to statistical tests to verify the influence from rubber and fly ash factors on compressive strength, using the STATISTICA 13.0 software program [24]. A complete 3² factorial experiment was performed for this study, using six replicas, considering the rubber and fly ash factors on three different levels for each factor, thereby resulting in a project including 54 experiments.

The analysis of variance (ANOVA) is a statistical test used for testing the equality of treatment effects, making it possible to identify if there

is any significant difference among averages and if the factors (independent variables) exert any influence on the dependent variable [16]. The proposed factors can be quantitative or qualitative, which is the case in this research work. The variable answer must be a continual quantitative. It is necessary to verify one's assumptions to validate the conclusions inferring ANOVA, which means, the residuals from this model must be independent, with constant variance and normally distributed [16]. In this study, the Bartlett test was applied to analyze the variance homogeneity and a normal probability graph to verify the normality of residuals.

The magnitude of the differences among the averages was evaluated by performing a multiple comparison test, the Tukey Test. That test is necessary when there is a significant difference among averages, as it completes the ANOVA, comparing the results from all the average pairs. The Pareto charts and effects complement the analysis. These charts make it possible to visualize the magnitude and the importance of the effects. The contour plot, results from the application of the response surface methodology will aid in determining the factorial conditions (percentage of ashes and tires) to achieve an optimal value for the response variable (compressive strength).

A 5% (α) significance level was adopted for statistical analysis in all performed tests.

3. Results and discussions

The results on tests performed on fresh-state mortars are shown on Table 5. A specific mass reduction was verified as the quantity of rubber increased in the mortar. This fact is due to a low unit

Table 5
Mortar composition

Mortar	Water/ Cement ratio	Consistency index (mm)	Specific mass (g/cm ³)	Incorporated air content (%)	Water retention (%)
REF	2.04	253	1.995	2	80
B5	1.93	255	1.920	5	81
B10	1.83	250	1.805	10	82
C10	2.04	263	1.982	2	79
C10B5	1.93	258	1.879	7	82
C10B10	1.83	250	1.785	11	84
C20	2.06	257	2.008	1	82
C20B5	1.94	260	1.954	3	83
C20B10	1.86	251	1.859	10	85
CM20	2.05	265	1.993	1	80
CM20B5	1.94	262	1.920	5	81

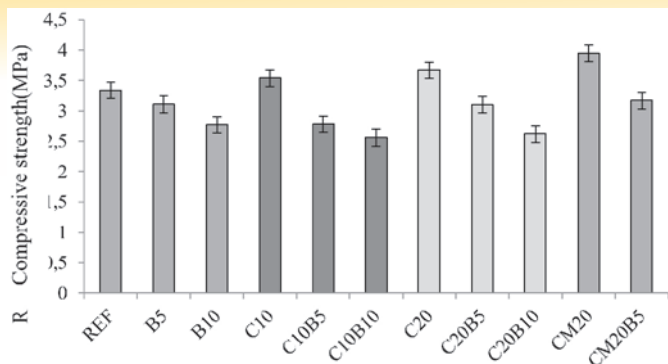


Figure 6
Average compressive strength of mortars

mass function and the specific mass of the waste products used. Mortars containing 10% of rubber exhibit increased incorporated air content, whose values do not exceed 11%, which also contributes to the workability of the mortar. Mortars containing lime must exhibit 14% maximum incorporated air content as stated in ASTM C 270 [25], if not, this can reduce the traction adherence strength

in the substrate. The addition of rubber also contributed to increasing water retention in mortars, probably caused by the increase in the incorporated air concentration. Water retention in mortars must not be less than 75% as stated in ASTM C 270 [25], as accelerated loss of water reduces strength, adhesion, and the capability to absorb deformations, as well as decreased durability and impermeability of the mortar. Presently, all the mortars studied exhibited over 80% of water retention; this demonstrates that mortars containing rubber maintain their workability longer, when subject to influences that bring about water loss from mixing.

The average compressive strength of mortars after 28 days is displayed in Figure 6. The addition of 20% ground fly ash (CM20) proved to increase the average compressive strength after curing the mortar for 28 days, compared to the reference mortar that increased about 18%. Related to mortar containing 20% of unground fly ash (CM20) the average compressive strength increased about 7%. This proves that fly ash, when submitted to a grinding process, increases the pozzolanic activity of the material due to the increased specific surface area. Besides that, the grinding of the waste product did not change other mortar properties, such as water retention and incorporated air content. The increase of the compressive strength in mortars containing fly ash can be linked to the pozzolanic activity of the ash,

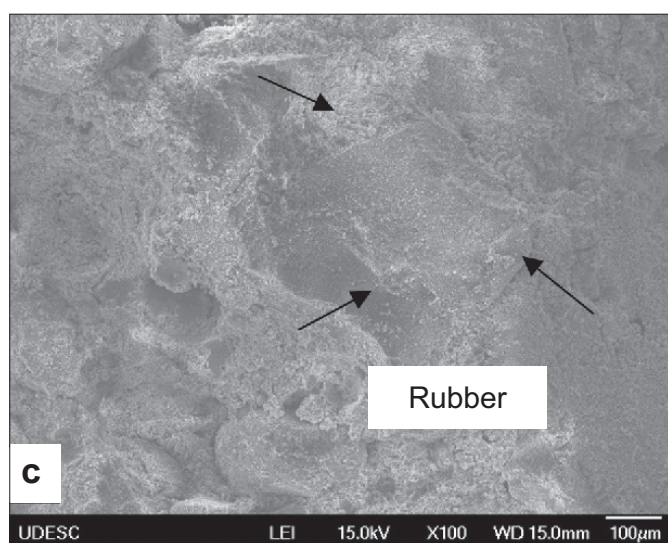
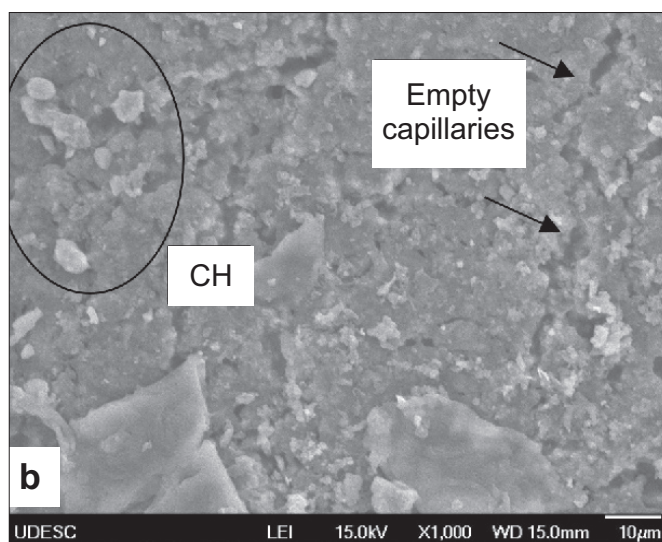
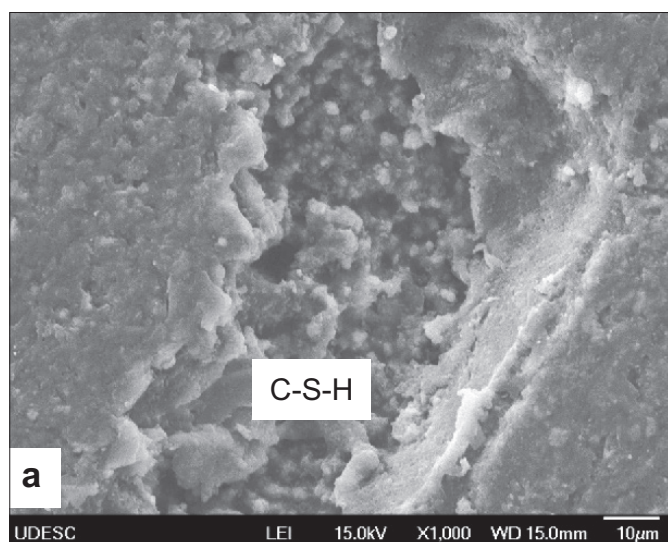
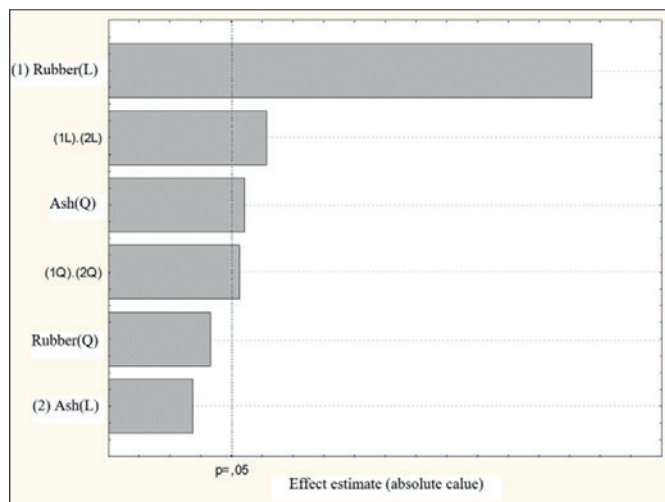


Figure 7
Mortar micrography, (a) formation of C-S-H, (c) formation of calcium hydroxide (CH), (c) rubber particles, (d) formation of late ettringite crystals (C_6ASH_{31})



Notes

Factor 1 – Rubber; Factor 2 – Ash; L – linear term: 1L (x_1) and 2L (x_2); Q – quadratic term: 1Q (x_1^2) and 2Q (x_2^2)

Figure 8
Pareto Chart for the rubber and fly ash effects

as this provides greater quantities of hydrated calcium silicates (C-S-H). These are the main responsible items for increasing compressive strength in concretes and mortars, contrary to the transition zone, whereas, there is the presence of ettringite (C_6ASH_3) calcium hydroxide (CH), as can be observed by the image obtained from the scanning electron microscope (SEM)

Table 6
Mixtures of 3^2 factorial project compressive strength of mortars

Mixture	Rubber (%)	Fly ash (%)	Replica	Compressive strength (MPa)	Mixture	Rubber (%)	Fly ash (%)	Replica	Compressive strength (MPa)	Mixture	Rubber (%)	Fly ash (%)	Replica	Compressive strength (MPa)
1	0	0	1	3.56±0.15	19	0	0	3	3.25±0.14	37	0	0	5	3.45±0.35
2	0	10	1	3.80±0.29	20	0	10	3	3.66±0.07	38	0	10	5	3.30±0.14
3	0	20	1	3.86±0.07	21	0	20	3	3.45±0.07	39	0	20	5	3.86±0.22
4	5	0	1	2.74±0.26	22	5	0	3	3.35±0.14	40	5	0	5	2.95±0.07
5	5	10	1	2.74±0.07	23	5	10	3	3.10±0.18	41	5	10	5	2.74±0.07
6	5	20	1	2.95±0.14	24	5	20	3	3.25±0.14	42	5	20	5	3.25±0.21
7	10	0	1	2.95±0.22	25	10	0	3	3.00±0.25	43	10	0	5	2.54±0.07
8	10	10	1	2.74±0.21	26	10	10	3	2.84±0.21	44	10	10	5	2.44±0.07
9	10	20	1	2.54±0.07	27	10	20	3	2.54±0.14	45	10	20	5	2.84±0.21
10	0	0	2	3.35±0.07	28	0	0	4	3.45±0.08	46	0	0	6	2.95±0.21
11	0	10	2	3.45±0.15	29	0	10	4	3.56±0.22	47	0	10	6	3.45±0.07
12	0	20	2	3.76±0.22	30	0	20	4	3.55±0.15	48	0	20	6	3.45±0.07
13	5	0	2	3.25±0.07	31	5	0	4	3.15±0.14	49	5	0	6	3.25±0.21
14	5	10	2	2.64±0.14	32	5	10	4	2.84±0.07	50	5	10	6	2.64±0.14
15	5	20	2	3.15±0.07	33	5	20	4	3.05±0.14	51	5	20	6	2.95±0.07
16	10	0	2	2.64±0.03	34	10	0	4	2.95±0.08	52	10	0	6	2.54±0.14
17	10	10	2	2.44±0.28	35	10	10	4	2.44±0.07	53	10	10	6	2.44±0.07
18	10	20	2	2.44±0.07	36	10	20	4	2.54±0.21	54	10	20	6	2.74±0.14

in Figures 7 (a), (b), and (d). Yet in mortars containing rubber, they displayed decreased compressive strength. This reduction can be related to the increase in the incorporated air content in the fresh state and because the waste products displayed low specific mass, as this situation was also witnessed by [5] and [26]. Besides that, the decrease in compressive strength in mortars is related to the absence of adherence between the rubber and the cement paste matrix, as this can be observed in Figure 7 (c); this fact was also witnessed by [25].

ASTM C 270 [25] defines minimum strength ratings for some types of mortars. According to the standard, mortar strength must be over 2.40 MPa after 28 days. According to the obtained results, all the studied mortars exhibited values over 2.40 MPa, but the performance of the best mortar containing two waste products in its composition was the mortar with 20% ground ash + 5% rubber (CM20B5), exhibited average compressive strength of 3.17 ± 0.25 MPa.

According to the defined experimental project, Table 6 displays the results on compressive strength of the studied mortars, including replicas of the mixtures containing varied concentrations of rubber and fly ash.

The effect of the rubber and fly ash factors on compressive strength was analyzed by means of a Pareto chart (Figure 8) and by the graph on main effects and interactions (Figures 9 and 10). The Pareto chart defines the magnitude and the importance of the effects, thus, rubber exhibits the most significant effect, as its value exceeds the reference line for the 5% significance level. Since the graph on main effects graphically displays the averages for each group, being that, the more the line is sloped, the greater the magnitude of the main effect is. Presently, the rubber displayed a greater effect on compressive strength compared to fly ash. The effect of interaction among

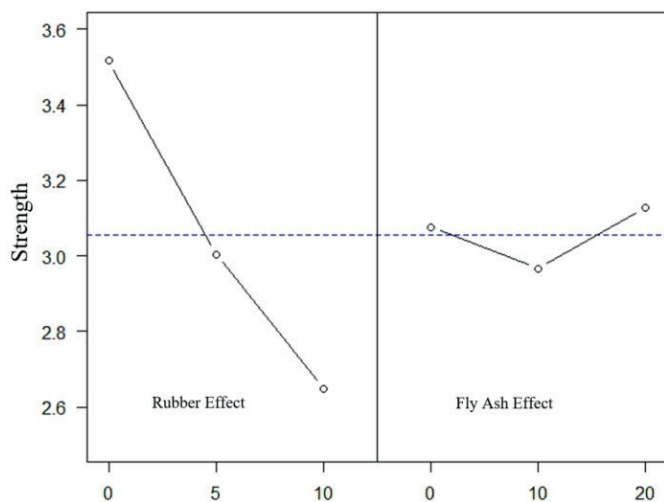


Figure 9
Graph of the main effects

these factors is linked to the change in behavior of the rubber factor at different levels of the fly ash factor, proven by its effect on analyzed response variable.

The analysis of variance on compressive strength in factorial project mortars is displayed on Table 7. A 5% (α) significance level was adopted for statistical analysis in the hypothesis test, considering the null hypothesis for all response variable averages as being equal and for the alternative hypothesis considering that at least one of the factor level averages are different. Presently, the p-value $< \alpha$ to the null hypothesis must be rejected. It is also possible to determine which variables and what interaction among variables provide the greatest impact in strength variation through the "F Test", as the greater the value of this test is, the greater its significance is. Thus, the rubber and fly ash factors are significant. Rubber is the most effective in compressive strength in the studied mortars, as it exhibits a low p-value and the sum of the squared values is larger compared to other factors. The proportion of the variability of data is explained by the studied factors (rubber and fly ash) that was 0.81 (R^2), showing that the factors

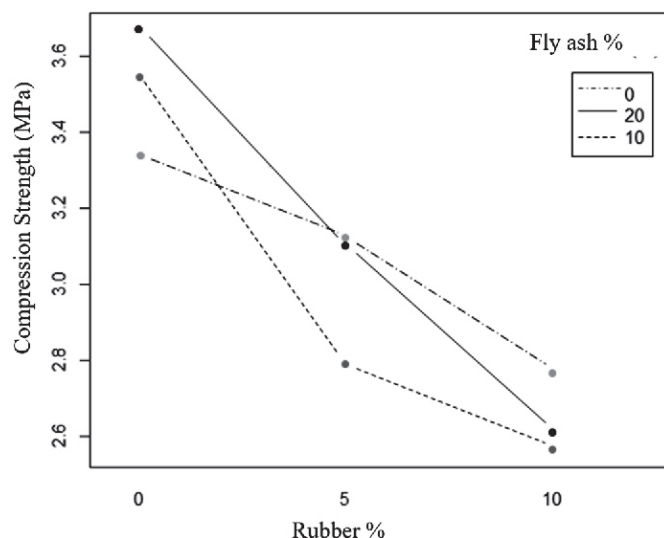


Figure 10
Graph on interaction effects

and their effects represent 81% of the variability of the measurements. The results show that the variability among replicas does not display any lack of adjustment considering the second order terms (quadratic function), as the p-value ($0.346 > \alpha (0.05)$), as this means the measurements are equal to the replicas.

Figure 11 exhibits the behavior of the residuals (the difference between the experimental values and those predicted by model) regarding distribution in normality and randomness. Presently, it is possible to confirm that the model is adequate for describing the behavior of compressive strength in mortars as a factor function in rubber and fly ash, as the residuals are approximately distributed along a straight line and randomly scattered.

According to the Bartlett test, errors due to the effects of rubber and fly ash factors exhibit constant variance. This specific test is characterized by the following hypotheses: the null hypothesis confirms that variances are constant and the alternative hypothesis confirms that variances do not display homogeneity. The p-value found (0.8115) for this test surpassed the 5% signifi-

Table 7
Analysis of variance on compressive strength of mortars

Factor	Squared sum	Freedom range	Squared average	F_0	F_c	p
Rubber (1L)	6.7254	1	6.725378	188.5796		0.000000
Rubber (1Q)	0.061633	1	0.061633	1.7282		0.195302
Ash (2L)	0.020069	1	0.020069	0.5627	4.06	0.457060
Ash (2Q)	0.210675	1	0.210675	5.9073		0.019128
(1L).(2L)	0.350417	1	0.350417	9.8257		0.003028
(1Q).(2Q)	0.183750	1	0.183750	5.1524		0.028054
Lack of adjustment	0.077511	2	0.038756	1.0867	3.20	0.346013
Pure error	1.604850	45	0.035663	-	-	-
Total	9.234283	53	-	-	-	-

Notes: L – Linear term: 1L (x_1) and 2L (x_2); Q – quadratic term: 1Q (x_1^2) and 2Q (x_2^2); F_0 – Calculated F; F_c – Critical F values for a 5% significance level obtained with the R software [29]. Statistically significant factors are shown in bold.

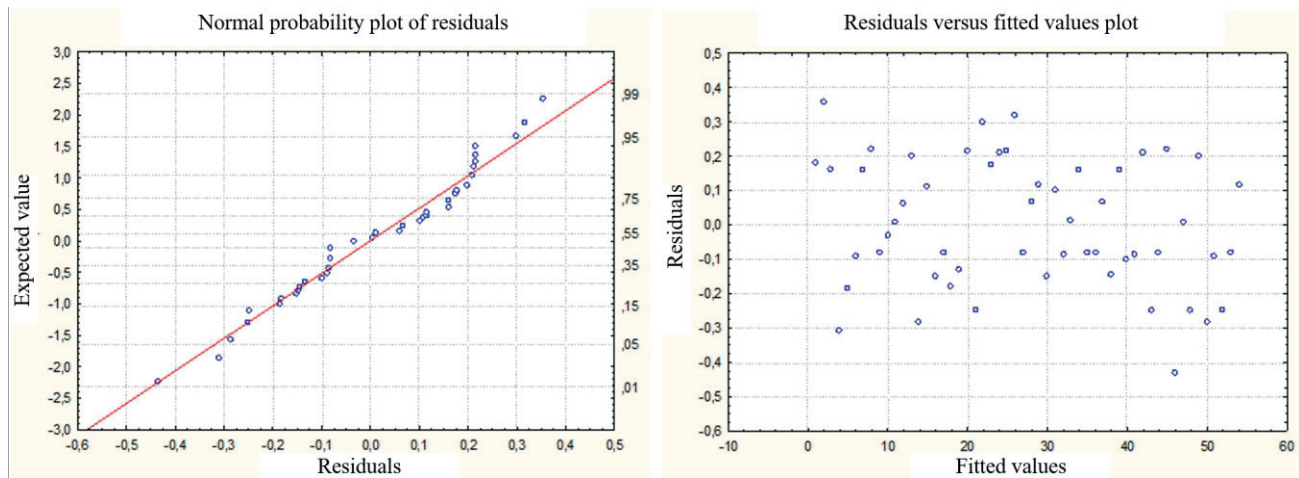


Figure 11
Normality and randomness of residuals charts

cance level; therefore, the supposition for homogeneity is valid. The magnitude of the differences among the averages was evaluated by the Tukey test. According to Table 8, it is possible to verify that the mortars containing only fly ash (Group a) are significantly different from the others, exhibiting higher averages in their compressive strength. The mortars containing 10% rubber (Group d) are considered as equal among one another; the same occurs in the mortar group containing 5% rubber (Group c). A regression equation was obtained based on the measured results on the compressive strength of mortars to represent the factor effect (rubber and fly ash waste products) studied for this property. The final adjusted equation for compressive strength is expressed by Equation 1, whereas x_1 expresses the amount of the % of rubber in the mixture, x_2 the amount of the % of fly ash in the mixture, and Y the compressive strength of mortar in MPa.

$$Y = 3.340 - 0.0304x_1 + 0.0239x_2 - 0.0297x_1x_2 + 0.0013x_1x_1^2 \quad (1)$$

According to Equation 1, the rubber contributes to decreasing the compressive strength of mortars, while the fly ash factor contributes to increasing the value of this property. The effect of the rubber and fly ash factors on compressive strength

can also be analyzed using a contour graph, based on Eq. 1. It is possible to verify that the largest concentrations of rubber decrease compression strength as shown on Figure 12; however, fly ash contributes to increasing this property when added in largest amounts. The results from this work agree with those found by [3] [5] and [26], that verify the reduction of compressive strength in mortars as the concentration of rubber increases, by applying other analysis approaches. Also according to research studies performed by [27] and [28], that revealed the presence of greater amounts of hydrated calcium silicate (C-S-H) in the cement paste matrix in composites containing fly ash, contrary to the transition zone, where there was the presence of ettringite and calcium hydroxide. They also abide by the results of [1]. In their work, the authors confirmed the addition of cementing components (cement, lime, and micro-silica) can explain the increased compressive strength, compensating for the decrease caused by the inclusion of waste rubber products. The decrease in compressive strength caused by the insertion of rubber was balanced by the presence of fly ash in this research work.

4. Conclusions

Table 8
Tukey test results for mortar compressive strength

	Tukey group	Treatments		Averages
		Rubber (%)	Fly ash (%)	
a	-	0	20	3.66
a	-	0	10	3.54
a	b	0	0	3.34
-	b	5	0	3.11
-	b	5	20	3.10
-	-	5	10	2.78
-	-	10	0	2.76
-	-	10	20	2.61
-	-	10	10	2.56

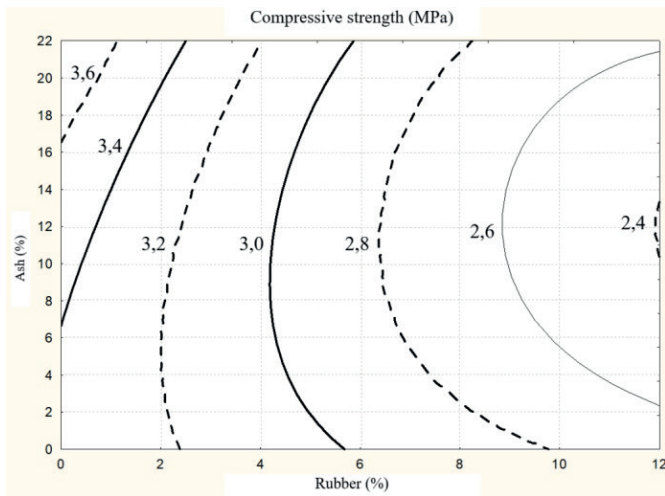


Figure 12
Contour plot on compressive strength in rubber and fly ash factor function

- The utilization of waste tire rubber to partially substitute fine aggregate and the addition of fly ash, originating from thermo-electric power plants, incorporated in coating mortar is a feasible alternative material for applications in civil construction;
- It was possible to identify visually some rubber particles present in mortars, although in small amounts, and did not negatively affect the final aspect of the product;
- Compressive strength decreased as the rubber concentration increased in the mortar, especially because the waste rubber displayed little adhesion to the cement paste. However, the addition of ash to mortar increased compressive strength compared to the reference mortar, due to increased formation of hydrated calcium silicate (C-S-H);
- Fly ash, after grinding, displayed an increased rate of pozzolanic activity of the material. This increase occurred because of the decrease of ash particles that increased the specific surface area, making greater contact among the reactive elements of the mixture;
- Rubber as well as fly ash were verified as affecting the average compressive strength of mortars through statistical analysis, considering 5% as the significance level, although rubber is the factor that displayed a greater effect;
- The factorial project method made it possible to calculate a regression model, describing based on rubber and fly ash concentrations, compressive strength of mortars after 28 days of curing. Since, the contour graph made it possible to determine the necessary conditions for using the studied waste materials, in percentages to obtain an optimal value for compressive strength.

5. Acknowledgements

The authors wish to thank the Engisul Borrachas Ltda Company for supplying waste tire rubber and the Jorge Lacerda Thermoelectric Plant for supplying fly ash.

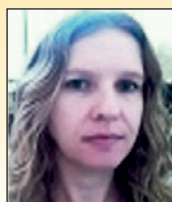
6. Bibliographic references

- [1] CINTRA, C. L. D.; PAIVA, A. E. M.; BALDO, J. B. Argamassas de revestimento para alvenaria contendo vermiculita expandida e agregados de borracha reciclada de pneus – propriedades relevantes. *Cerâmica*, v. 60, p. 69-76, 2014.
- [2] GANIRON JR, T. Pelletized cut rubber: an alternative coarse aggregate for concrete mixture. *International Journal of Advanced Science and Technology*, v. 64, p. 21-30, 2014.
- [3] FIORE, A.; MARANO G. C.; MARTI, C.; MOLFETTA, M. On the fresh/hardened properties of cement composites incorporating rubber particles from recycled tires. *Advances in Civil Engineering*, p. 1-12, 2014.
- [4] ALIABDO, A.A.; ELMOATY, A. E. M.; ABDELBASET, M. M. Utilization of waste rubber in non-structural applications. *Construction and Building Materials*, v. 91, p. 195-207, 2015.
- [5] CANOVA, J. A.; BERGAMASCO, R.; ANGELIS NETO, G. de. A utilização de resíduos de pneus inservíveis em argamassa de revestimento. *Acta Scientiarum. Technology*, v. 29, n. 2, p. 141-149, 2007.
- [6] CANOVA, José Aparecido; ANGELIS NETO, Generoso de; BERGAMASCO, Rosângela. Dry ripened mortar with quarry waste and rubber powder from unserviceable tires *Acta Scientiarum. Technology*, v. 37, n. 1, p. 25-31, 2015.
- [7] ANGELIN, F. Andressa; LINTZ, Rosa C.; GACHET-BARBOZA, Luísa A.; OSÓRIO, Wislei R. The effects of porosity on mechanical behavior and water absorption of in environmentally friendly cement with recycled rubber. *Construction and Building Materials*, v. 151, p. 534-545, 2017.
- [8] KREUZ, A. L.; CHERIAF, M.; ROCHA, J. C. Estudo das propriedades dos concretos utilizando cinza pesada como parte da areia. In: IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente construído. Foz do Iguaçu, Paraná. 2002.
- [9] ROHDE, G. M.; MACHADO, C. S. Quantificação das cinzas de carvão fóssil produzidas no Brasil. *Boletim Técnico 36*, Porto Alegre: Cientec, 2016.
- [10] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [11] YILDIRIM, K.; SÜMER, M. Effects of sodium chloride and magnesium sulfate concentration on the durability of cement mortar with and without fly ash. *Composites Part B: Engineering*, v. 52, p.56-61, 2013.
- [12] SUPIT, S. W. M.; SHAIKH, F. U. A.; SAKER, P. K. Effect of ultrafine fly ash on mechanical properties of high volume fly ash mortar. *Construction and Building Materials*, v. 51, p. 278-286, 2014.
- [13] YU, J.; LU, C.; LEUNG, C. K. Y.; LI, Gengying. Mechanical properties of green structural concrete with ultrahigh-volume fly ash. *Construction and Building Materials*, v. 147, p. 510-518, 2017.
- [14] BUTTON, S. T. Metodologia para planejamento experimental e análise de resultados. Universidade Estadual de Campinas, 2005. Disponível em: < http://www.fem.unicamp.br> Acesso em: 26 out. 2016.
- [15] DEVORE, J. L.; *Probabilidade e estatística para engenharia e ciências*. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2006.

- [16] MONTGOMERY, D.C. Design and Analysis of Experiments. 5th Ed. New York: John Wiley & Sons, 2009.
- [17] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR NM 52: Fine aggregate - Determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity. Rio de Janeiro, 2009.
- [18] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR NM 248: Aggregates - Sieve analysis of fine and coarse aggregates. Rio de Janeiro, 2003.
- [19] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 12653: Pozzolan Materials - Requirements. Rio de Janeiro, 2015.
- [20] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 13276: Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the consistence index. Rio de Janeiro, 2016.
- [21] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 13277: Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the water retentivity. Rio de Janeiro, 2005.
- [22] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 13278: Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the specific gravity and the air entrained content in the fresh stage. Rio de Janeiro, 2005.
- [23] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 13279: Mortars applied on walls and ceilings - Determination of the flexural and the compressive strength in the hardened stage. Rio de Janeiro, 2005.
- [24] STATSOFT Inc. STATISTICA Ultimate Academic, v. 13.0; Licence Number 135-726-299. Disponível em: <http://www.statsoft.com.br>.
- [25] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C-270: Standard specification for mortar for unit masonry. United States, 2007.
- [26] SU, H.; YANG, J.; LING, T.; GHATAORA, G. S.; DIRAR, S. Properties of concrete prepared with waste tyre rubber particles of uniform and varying sizes. *Journal of Cleaner Production*, v.91, p. 288-296, 2015.
- [27] CAMPOS, Marco Antonio; PAULON, Vladimir Antonio. Utilização de agregados alternativos de isoladores elétricos de porcelana em concretos. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, v. 7, n. 1, p. 30-43, 2015.
- [28] CHEW, S. H.; KAMRUZZAMAN, A. H.; LEE, F. H. Physico-chemical and engineering behavior of cement treated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 53-71, 2004.
- [29] R CORE TEAM. 2017. R: A language and environment for statistical computing. Versão 3.4.2. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. Disponível em: <https://www.R-project.org/>. Acesso em 22/07/2018.

Statistical analysis of mechanical properties of mortars with fly ash and waste tire rubber

Análise estatística de propriedades mecânicas de argamassas com cinza volante e resíduo de borracha de pneus



A. PCZIECZEK^a
adriane_sbs@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-1349-9480>

C. EFFTING^a
carneane.effting@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0001-5457-5457>

I. R. GOMES^a
itamar.gomes@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0002-2663-9123>

A. SCHACKOW^a
adilson.schackow@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0003-2561-5231>

E. HENNING^b
elisa.henning@udesc.br
<https://orcid.org/0000-0002-7754-9451>

Abstract

This article aims to perform statistical analysis on the inclusion effects of waste tire rubber and fly ash from thermoelectric plants as mortar components for coating buildings. Reference mortars and mortars containing 5% and 10% rubber with a maximum grain size of 0.71 mm and mortars containing fly ash particles with a diameter of 45 μm were produced. Mortars containing rubber replaced 5% and 10% of the fine aggregate mass by this material and fly ash was added in 10% and 20% proportions compared to the cement volume. A 3^2 factorial experiment was performed on the mechanical properties of the compressive strength of mortars, applying analysis of variance (ANOVA) and surface response. The rubber waste material contributed to the decrease in compressive strength of the mortar and that factor displayed the highest significance in the response variable.

Keywords: coating mortar, waste tire rubber, fly ash, compressive strength, statistical analysis.

Resumo

Este artigo tem como objetivo efetuar a análise estatística dos efeitos da inclusão da borracha de pneus inservíveis e cinza volante oriunda de usinas termelétricas como componentes da argamassa para revestimento de edificações. Foram produzidas argamassas de referência e argamassas contendo borracha com dimensão máxima dos grãos de 0,71 mm e cinza volante com granulometria de 45 μm . As argamassas contendo borracha tiveram 5% e 10% da massa do agregado miúdo substituído por esse material e a cinza volante adicionada em proporções de 10% e 20% em relação ao volume de cimento. Foi realizado um projeto fatorial 3^2 para os resultados referentes à propriedade mecânica de resistência à compressão das argamassas, aplicando a análise da variância (ANOVA) e de superfície de resposta. O resíduo de borracha contribuiu para a diminuição da resistência à compressão das argamassas e foi o fator que apresentou maior significância na variável resposta.

Palavras-chave: argamassa de revestimento, resíduo de pneus, cinza volante, resistência mecânica à compressão, análise estatística.

^a Santa Catarina State University, Technology Science Center, Civil Engineering Department, Joinville, SC, Brazil;
^b Santa Catarina State University, Technological Science Center, Mathematics Department, Joinville, SC, Brazil.

1. Introdução

Com o crescente desenvolvimento urbano, o acúmulo de resíduos sólidos tem sido objeto de pesquisas para o aproveitamento desses resíduos em materiais alternativos. A busca pela sustentabilidade, além de ser uma preocupação ambiental, é também uma preocupação econômica que proporciona o desenvolvimento de novas tecnologias e economia financeira. Neste aspecto, a construção civil é um dos setores que têm absorvido grandes quantidades de resíduos sólidos reciclados em componentes de edificações [1].

Uma das grandes preocupações das cidades é o descarte inadequado de pneus inservíveis, por ser um produto não biodegradável e de grande durabilidade. Além disso, quando armazenados de maneira incorreta, servem de criadouros de insetos e roedores. De acordo com [2], algumas alternativas foram propostas para resolver o problema de descarte de pneus inservíveis, como em obras de contenções das margens de rios e construção de quebra-mares. Outra forma é a reciclagem de resíduos de pneus por meio do corte ou da raspagem, sendo esse material reutilizado em muitas áreas industriais e também na pavimentação asfáltica como ligante para fins rodoviários. Na área da construção civil, pesquisas realizadas por [3] e [4] mostraram a possibilidade do uso de resíduos de pneus na aplicação de concretos sem função estrutural, apresentando bom desempenho térmico e acústico. O efeito da incorporação de pó de borracha em argamassas para revestimento foi verificada por [5] e [6]; conforme as pesquisas realizadas, argamassas contendo esse resíduo apresentaram menores incidências de fissuração visíveis e aumento de absorção de água por capilaridade. Segundo [7], o uso de borracha reciclada de pneus em proporções de 30% em substituição da areia em argamassas de alta resistência contribuiu para a diminuição da resistência à tração na flexão e à compressão; verificou-se também

a presença de poros irregulares e esferoidais em sua morfologia. Por outro lado, o crescente uso de usinas termelétricas e o consumo de carvão mineral como combustível geram volumes consideráveis de resíduos na forma de cinza leve ou volante e cinza pesada ou cinza de fundo. Esses resíduos são formados devido à combustão incompleta do carvão [8]. O elevado custo de estocagem e a preocupação com o descarte adequado desses resíduos têm incentivado alternativas na gestão dos resíduos em diversas aplicações, como na fabricação de cimento pozolânico, nas misturas de concretos e argamassas, entre outros [9].

A mineralogia das cinzas é bastante diversificada, pois varia de acordo com a composição do carvão, condições de calcinação e ambiente de armazenamento. A superfície da cinza volante, a variação de dimensão das partículas e a morfologia influenciam consideravelmente na trabalhabilidade e na velocidade de desenvolvimento da resistência da pasta de cimento [10].

Pesquisas realizadas por [11], [12] e [13] mostraram que a cinza volante possui características pozolânicas vantajosas quando adicionadas ao cimento, garantindo aumento na resistência à compressão, impermeabilidade e durabilidade das argamassas e de estruturas em concreto, além de vantagens econômicas e ambientais. Sendo assim, o objetivo geral deste trabalho consiste em analisar estatisticamente as propriedades físicas e mecânicas dos resultados da resistência à compressão das argamassas para revestimento de paredes, aplicando os métodos de análise da variância (ANOVA) e superfície de resposta. Essas argamassas tiveram como adição a cinza volante e a substituição parcial do agregado miúdo por borracha de pneus inservíveis. Nesta pesquisa, foi estudado o efeito desses dois resíduos presentes na mesma argamassa, ao contrário de pesquisas anteriores cuja análise foi realizada usando os resíduos separadamente. Quando se deseja estudar o efeito de duas ou mais variáveis de influência em um determinado experimento, o uso do planejamento

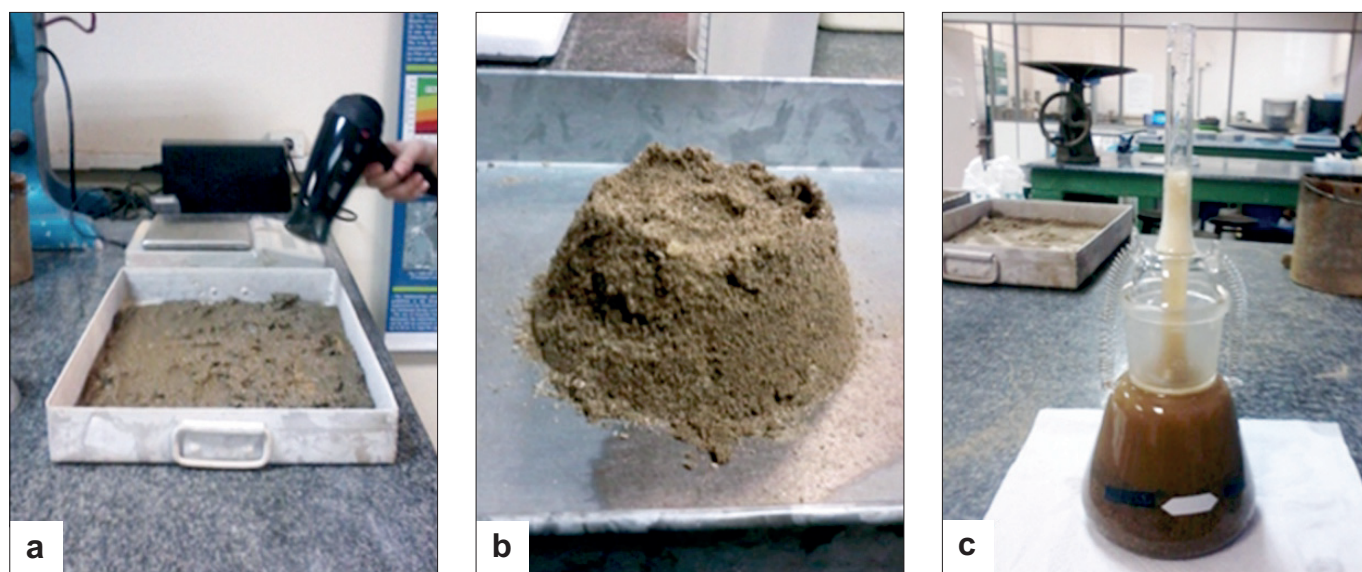


Figura 1

Ensaio para a determinação da massa específica da areia; (a) secagem do material pela passagem de corrente de ar; (b) condição saturada da superfície seca; (c) frasco calibrado com a amostra após a eliminação das bolhas de ar

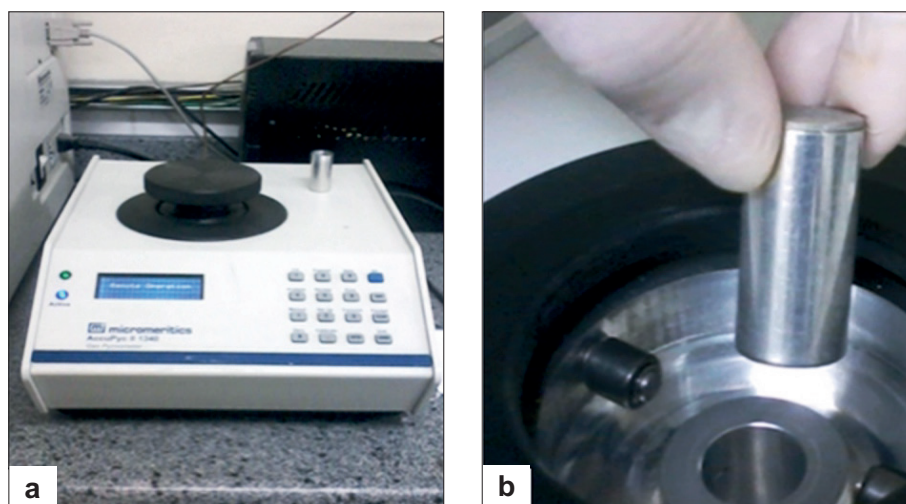


Figura 2
Picnômetro de gás hélio; (a) equipamento utilizado; (b) câmara da amostra

fatorial é a técnica mais aconselhável. Em cada tentativa ou réplica, todas as combinações possíveis dos níveis de cada variável são investigadas. Se o efeito de uma variável depender do nível de outras variáveis, pode-se dizer que existirá interação entre eles [14].

Segundo [15], a análise da variância, ou ANOVA, constitui um procedimento estatístico adequado para a avaliação de respostas quantitativas em experimentos planejados. A ANOVA é utilizada para aceitar ou rejeitar as hipóteses investigadas de um experimento cujo objetivo é analisar a variação média dos resultados dos testes e identificar quais são os fatores que realmente produzem efeitos significativos nas respostas de um determinado experimento.

A análise de regressão linear também é muito útil no caso de experimentos planejados que incluem fatores em níveis contínuos. Nesse caso, a análise de variância é usada para identificar os fatores significativos e, em seguida, a análise de regressão é usada para construir um modelo que incorpore esses fatores. Planejamentos fatoriais de dois níveis, completos e fracionários, permitem estimar os efeitos principais e interações, enquanto delineamentos fatoriais completos de três níveis possibilitam estimar o grau de curvatura na variável resposta [16].

2. Materiais e programa experimental

Os materiais utilizados para a execução das argamassas foram: areia fina lavada de rio, cimento Portland CP II Z-32, cal hidratada do tipo CH-III e água fornecida pela concessionária local. O resíduo de borracha de pneus foi obtido pelo processo de trituração de pneus inservíveis. A cinza volante consiste em um resíduo (cinza leve) proveniente de usinas termoelétricas que utilizam carvão mineral como combustível. Inicialmente, foram realizados ensaios nas argamassas contendo a cinza sem ter passado por processos de moagem. Posteriormente, foram produzidas e ensaiadas novas argamassas contendo cinza volante moída em sua composição, cujo tempo de moagem foi de dez minutos em um moinho de bolas.

As características físicas do cimento Portland CP II Z-32 e da cal hidratada CH-III foram fornecidas pelo fabricante desses produtos.

O cimento Portland CP II Z-32 foi escolhido por ser largamente utilizado na construção civil e por apresentar diversas possibilidades de aplicação. Embora esse tipo de cimento já possua em sua composição de 6% a 15% de pozolana, a adição de cinza volante na composição da argamassa se justifica por ser um material abundante no estado de Santa Catarina, principalmente devido à instalação de grandes usinas termelétricas na região Sul do país. As características físicas do agregado miúdo (Figura 1) foram determinadas conforme a NBR NM 52 [17] e a NBR NM 248 [18]. De acordo com os ensaios experimentais, o agregado miúdo utilizado nesta pesquisa possui módulo de finura de 2,09, diâmetro máximo dos grãos de 2,36 mm e massa específica de 2,55 g/cm³. A borracha consiste em um resíduo com dimensão máxima dos



Figura 3
Corpos de prova para atividade pozolânica

Tabela 1

Propriedades da argamassa no estado fresco

Materiais	Massa específica (g/cm ³)	Massa unitária	Diâmetro máximo dos grãos (mm)
Cimento Portland CP II Z-32	2,98	1,08	<0,074
Cal hidratada CH III	2,40	0,75	0,074
Agregado miúdo	2,55	1,43	2,36
Borracha	1,19	0,36	0,71
Cinza volante	2,17	0,90	0,045

grãos de 0,71 mm e massa específica de 1,1953 g/cm³, valores determinados por meio do ensaio de peneiramento utilizando um conjunto de peneiras de série normal e por meio da picnometria de gás hélio (Figura 2). A cinza leve, sem ter passado por processo de moagem, apresenta como característica uma massa específica de 2,1680 g/cm³, granulometria de 45 µm e índice de desempenho de atividade pozolânica de 75,2%. Já a cinza moída, possui um índice de desempenho de atividade pozolânica de 77,6%, conforme as recomendações da NBR 12653 [19], representada na Figura 3. A cinza leve, após moagem, apresentou um aumento de 2,5% no índice de atividade pozolânica do material. Esse aumento ocorreu devido à diminuição das partículas da cinza que aumentaram a sua

superfície específica, possibilitando maior contato entre os elementos reativos da mistura. Os resultados dos ensaios referentes às características físicas dos materiais encontram-se na Tabela 1.

A composição química dos resíduos foi analisada por meio da espectroscopia de energia dispersiva (EDS). Nas Figuras 4 e 5 estão representados os pontos 1 e 2 selecionados para a aplicação da análise EDS da borracha e cinza volante e nas Tabelas 2 e 3 estão apresentados os resultados das análises químicas

Tabela 2

Composição química da borracha

Determinação	Teor em massa (%)
C	72,77
O	20,81
S	0,55
Zn	5,87

Tabela 3

Composição química da cinza volante

Determinação	Teor em massa (%)	Determinação	Composição (%)
C	40,93	C	40,93
O	25,58	O	0,00
Mg	0,90	MgO	1,50
Al	5,50	Al ₂ O ₃	10,39
Si	12,83	SiO ₂	27,45
K	1,48	K ₂ O	1,78
Ca	10,42	CaO	14,58
Fe	2,35	Fe ₂ O ₃	3,36

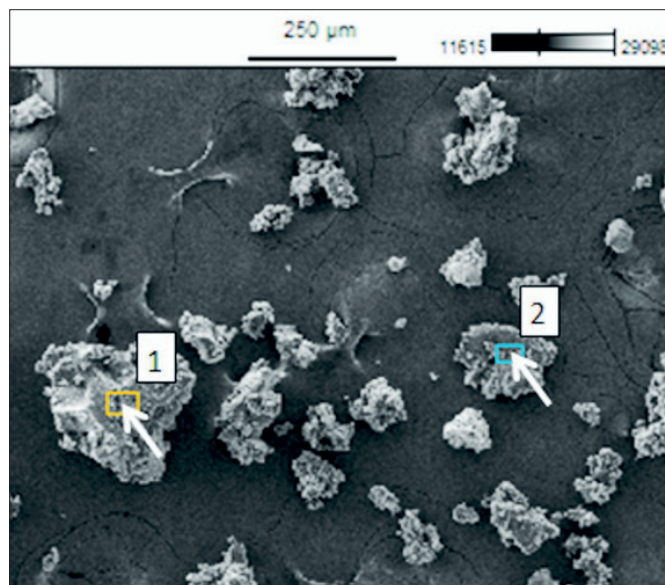


Figura 4
Imagem MEV do pó de borracha e pontos selecionados para aplicação de EDS

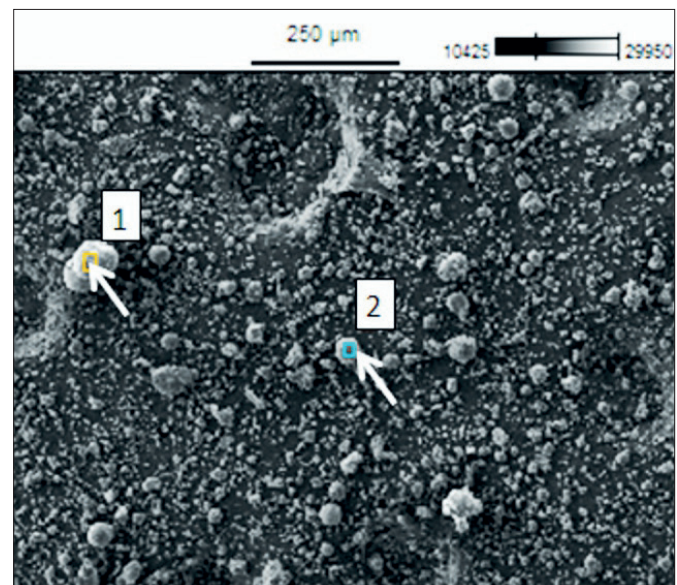


Figura 5
Imagem MEV da cinza volante e pontos selecionados para aplicação de EDS

Tabela 4

Propriedades da argamassa no estado fresco

Mistura	Componentes das argamassas (*) (g)						Índice de consistência (mm)
	Cimento	Cinza	Cal	Areia	Borracha	Água	
REF	720	-	496	5720	-	1468	253
B5	720	-	496	5434	71,6	1392	255
B10	720	-	496	5148	143,2	1320	250
C10	720	60	496	5720	-	1468	263
C10B5	720	60	496	5434	71,6	1392	258
C10B10	720	60	496	5148	143,2	1320	250
C20	720	120	496	5720	-	1480	257
C20B5	720	120	496	5434	71,6	1400	260
C20B10	720	120	496	5148	143,2	1340	251

Nota: (*) Para preparar o mesmo volume de argamassa (3,33 dm³ ou 12 corpos de prova de 40 x 40 x 160 mm)

semiquantitativas dos resíduos. Por meio dos espectros de EDS obtidos nos pontos analisados (Figura 4), é possível observar que a borracha é composta principalmente de carbono (C), oxigênio (O), zinco (Zn), sódio (Na) e enxofre (S). A cinza volante (Figura 5) apresenta em sua composição maiores concentrações de carbono (C), oxigênio (O), silício (Si) e compostos químicos de sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), óxido férrico (Fe₂O₃) e cal (CaO).

A argamassa de referência foi produzida com cimento, cal e areia na proporção 1:1:6 (em volume). As argamassas contendo borracha tiveram 5% e 10% da massa do agregado miúdo substituído pelo resíduo e as argamassas contendo cinza volante tiveram 10% e 20% da cinza adicionada na mistura em relação ao volume de cimento. As composições das argamassas estão apresentadas na Tabela 4, sendo REF a argamassa de referência, B5 e B10 a argamassa com 5% e 10% de borracha, C10 e C20 a argamassa com 10% de cinza e argamassa com 20% de cinza, C10B5 e C10B10 a argamassa com 10% de cinza + 5% de borracha e argamassa com 10% de cinza + 10% de borracha, C20B5 e C20B10 a argamassa contendo 20% de cinza + 5% de borracha e argamassa com 20% de cinza + 10% de borracha. Argamassas contendo cinza volante moída foram produzidas com a mesma composição da argamassa que obteve o melhor desempenho usando os dois resíduos em sua composição.

A consistência das argamassas foi avaliada de acordo com a NBR 13276 [20] que permitiu caracterizar a trabalhabilidade conferida a cada mistura e identificar a sua adequação à utilização como revestimento. Também foram analisados a retenção de água conforme a NBR 13277 [21], a massa específica e o teor de ar incorporado nas argamassas de acordo com a NBR 13278 [22].

A resistência à compressão das argamassas foi avaliada aos 28 dias de cura, em corpos de prova prismáticos com dimensões de 40 x 40 x 160 mm, conforme a NBR 13279 [23].

Os resultados foram submetidos a testes estatísticos para verificar a influência dos fatores borracha e cinza volante na resistência à compressão, utilizando o software STATISTICA 13.0 [24]. Para este estudo, foi realizado um experimento fatorial completo 3² com seis réplicas, considerando os fatores borracha e cinza volante com três níveis diferentes para cada fator, resultando em um projeto com 54 experimentos.

A análise da variância (ANOVA) é um teste estatístico usada para testar a igualdade dos efeitos dos tratamentos, permitindo identificar se existe diferença significativa entre as médias e se os fatores (variáveis independentes) influenciam a variável dependente [16].

Os fatores propostos podem ser quantitativos ou qualitativos, que é o caso deste trabalho. A variável resposta deve ser quantitativa contínua. Para validar as conclusões a inferir da ANOVA, é necessário verificar seus pressupostos, ou seja, os resíduos do modelo devem ser independentes, com variância constante e normalmente distribuídos [16]. Nesse trabalho, o teste de Bartlett foi aplicado para analisar a homogeneidade da variância e um gráfico de probabilidade normal para verificar a normalidade dos resíduos.

A magnitude das diferenças entre as médias foi avaliada por meio de um teste de comparação múltipla, o teste de Tukey. Esse teste é necessário quando existe diferença significativa entre as médias, pois completa a análise de variância, comparando o resultado de todos os pares de médias. Os gráficos de Pareto e de efeitos complementam a análise. Esses gráficos permitem visualizar a magnitude e a importância dos efeitos. O gráfico de contorno, resultante

Tabela 5

Composição das argamassas

Argamassa	Relação água/cimento	Índice de consistência (mm)	Massa específica (g/cm ³)	Teor de ar incorporado (%)	Retenção de água (%)
REF	2,04	253	1,995	2	80
B5	1,93	255	1,920	5	81
B10	1,83	250	1,805	10	82
C10	2,04	263	1,982	2	79
C10B5	1,93	258	1,879	7	82
C10B10	1,83	250	1,785	11	84
C20	2,06	257	2,008	1	82
C20B5	1,94	260	1,954	3	83
C20B10	1,86	251	1,859	10	85
CM20	2,05	265	1,993	1	80
CM20B5	1,94	262	1,920	5	81

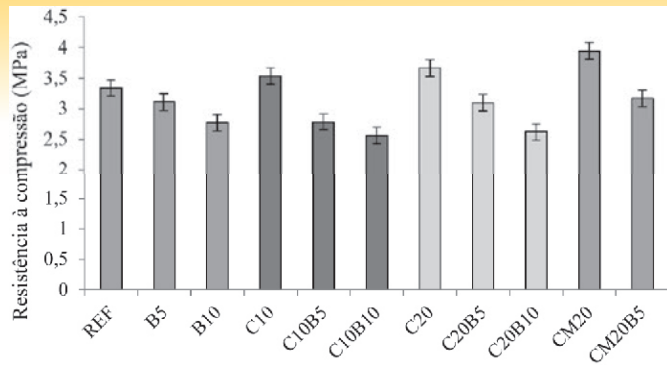


Figura 6
Resistência à compressão média das argamassas

da aplicação da metodologia de superfície de resposta, auxiliará na determinação das condições dos fatores (percentual de cinzas e de pneus) que levam à obtenção de um valor ótimo para a variável resposta (resistência à compressão).

Para a análise estatística, foi adotado um nível de significância (α) de 5% em todos os testes realizados.

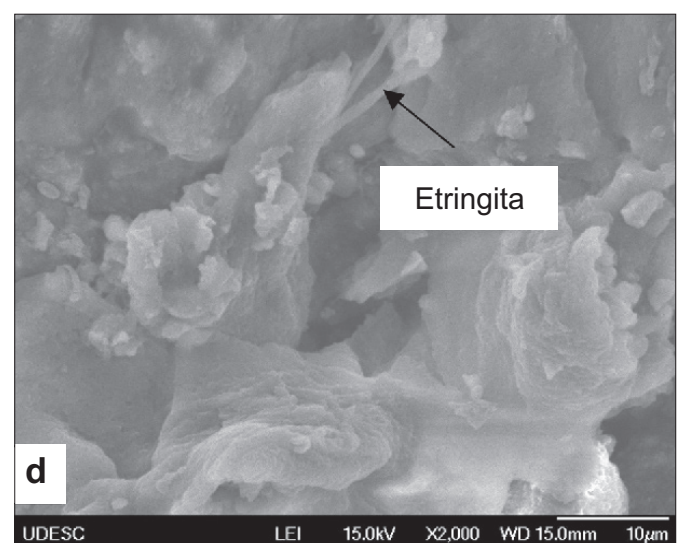
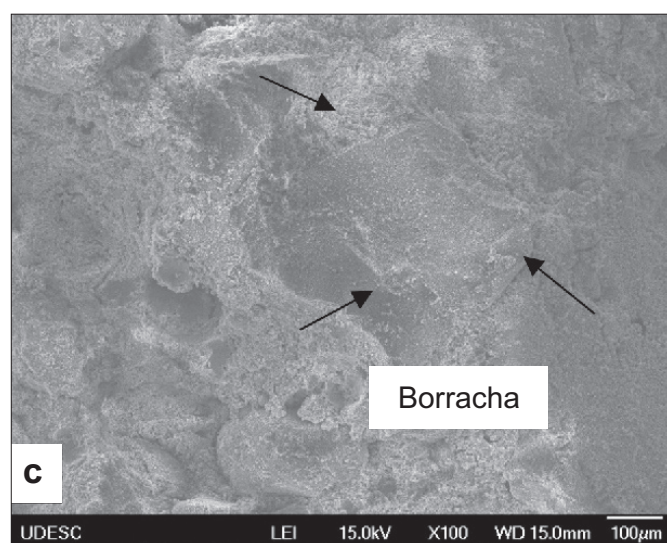
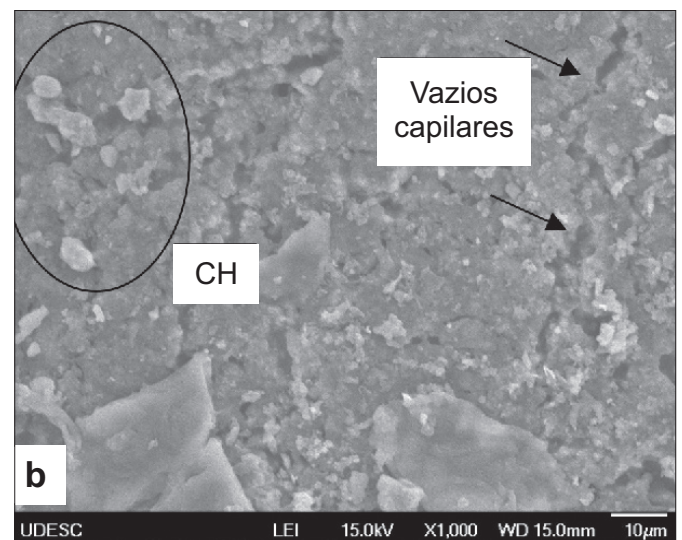
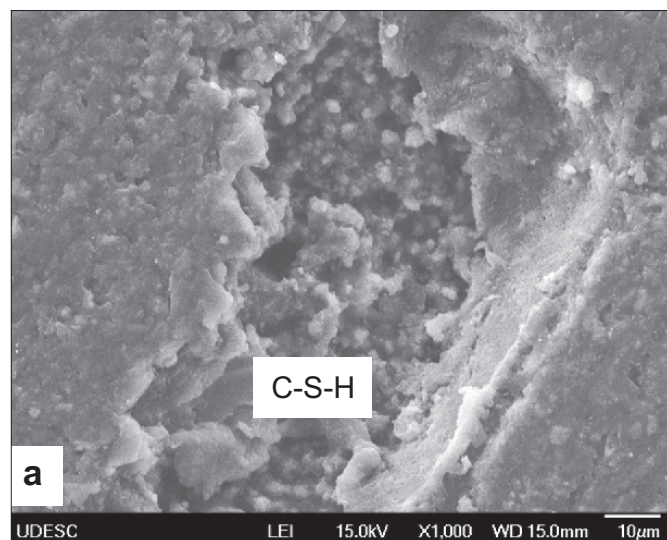
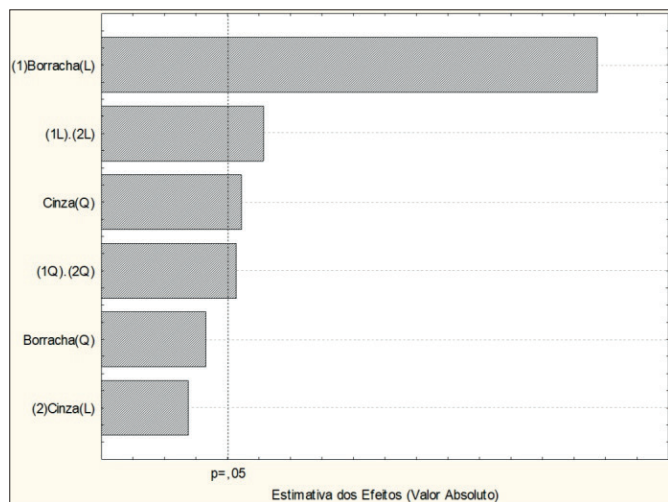


Figura 7
Micrografia da argamassa: (a) formação de C-S-H; (c) formação de hidróxido de cálcio (CH); (c) partícula de borracha; (d) formação de cristais de etringita tardia (C_6ASH_{31})

3. Resultados e discussões

Os resultados referentes aos ensaios realizados nas argamassas no estado fresco estão apresentados na Tabela 5. Verificou-se que houve redução da massa específica à medida que foi aumentando a quantidade de borracha na argamassa. Esse fato se deve em função da baixa massa unitária e da massa específica dos resíduos utilizados. Argamassas contendo 10% de borracha apresentaram aumento no teor de ar incorporado, cujos valores não ultrapassaram 11%, o que contribuiu também para a trabalhabilidade da argamassa. De acordo com a ASTM C 270 [25], argamassas contendo cal devem apresentar no máximo 14% de teor de ar incorporado, caso contrário poderá ocorrer redução na resistência de aderência à tração no substrato. A adição de borracha também contribuiu para o aumento na retenção de água nas argamassas, provavelmente ocasionado pelo aumento no teor de ar incorporado. Segundo a ASTM C 270 [25], a retenção de água nas argamassas não deve ser inferior a 75%, pois a perda acelerada de água pode reduzir a resistência, a adesão e a capacidade de absorver deformações, além de diminuir a durabilidade e a impermeabilidade da argamassa. Logo, todas as argamassas estudadas apresentaram retenção de água superior a 80%, o que



Notas

Fator 1 – Borracha; Fator 2 – Cinza; L – termo linear: 1L (x_1) e 2L (x_2); Q – termo quadrático: 1Q (x_1^2) e 2Q (x_2^2)

Figura 8

Diagrama de Pareto para o efeito borracha e cinza volante

indica que argamassas contendo borracha mantêm a trabalhabilidade por mais tempo quando sujeitas a solicitações que provocam perda de água de amassamento.

A resistência média à compressão das argamassas aos 28 dias está apresentada na Figura 6. Pode-se verificar que a adição de

20% de cinza volante moída (CM20) ocasionou um aumento na resistência média à compressão aos 28 dias da argamassa. Comparando com a argamassa de referência, esse aumento foi de aproximadamente 18%. Em relação à argamassa contendo 20% de cinza sem ser moída (C20), a resistência média à compressão aumentou 7%. Isto comprova que a cinza leve, quando submetida a um processo de moagem, aumenta a atividade pozolânica do material devido ao seu aumento na superfície específica. Além disso, a moagem do resíduo não alterou outras propriedades da argamassa, como retenção de água e teor de ar incorporado.

O aumento da resistência à compressão em argamassas contendo cinza leve pode estar relacionado à atividade pozolânica da cinza, proporcionando a formação de maiores quantidades de silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), principais responsáveis pelo aumento da resistência à compressão de concretos e argamassas, ao contrário da zona de transição, onde há presença de etringita (C_6ASH_{31}) e hidróxido de cálcio (CH), como pode ser observado por meio da imagem obtida pela microscopia eletrônica de varredura (MEV) nas Figuras 7 (a), (b) e (d). Já, argamassas contendo borracha apresentaram diminuição na resistência à compressão. Essa redução pode estar relacionada ao aumento no teor de ar incorporado no estado fresco e pelo fato de os resíduos apresentarem baixa massa específica, sendo essa situação presenciada, também, por [5] e [26]. Além disso, a diminuição da resistência à compressão das argamassas está relacionada pela ausência de aderência entre a borracha com a matriz da pasta de cimento, como pode ser observado na Figura 7 (c); fato presenciado, também, por [25].

A ASTM C 270 [25] estabelece resistências mínimas para alguns tipos de argamassa. Segundo a norma, a resistência aos 28 dias para

Tabela 6

Misturas do projeto fatorial 3^2 e resultado da resistência à compressão das argamassas

Mistura	Borracha (%)	Cinza volante (%)	Réplica	Resistência à compressão (MPa)	Mistura	Borracha (%)	Cinza volante (%)	Réplica	Resistência à compressão (MPa)	Mistura	Borracha (%)	Cinza volante (%)	Réplica	Resistência à compressão (MPa)
1	0	0	1	3,56±0,15	19	0	0	3	3,25±0,14	37	0	0	5	3,45±0,35
2	0	10	1	3,80±0,29	20	0	10	3	3,66±0,07	38	0	10	5	3,30±0,14
3	0	20	1	3,86±0,07	21	0	20	3	3,45±0,07	39	0	20	5	3,86±0,22
4	5	0	1	2,74±0,26	22	5	0	3	3,35±0,14	40	5	0	5	2,95±0,07
5	5	10	1	2,74±0,07	23	5	10	3	3,10±0,18	41	5	10	5	2,74±0,07
6	5	20	1	2,95±0,14	24	5	20	3	3,25±0,14	42	5	20	5	3,25±0,21
7	10	0	1	2,95±0,22	25	10	0	3	3,00±0,25	43	10	0	5	2,54±0,07
8	10	10	1	2,74±0,21	26	10	10	3	2,84±0,21	44	10	10	5	2,44±0,07
9	10	20	1	2,54±0,07	27	10	20	3	2,54±0,14	45	10	20	5	2,84±0,21
10	0	0	2	3,35±0,07	28	0	0	4	3,45±0,08	46	0	0	6	2,95±0,21
11	0	10	2	3,45±0,15	29	0	10	4	3,56±0,22	47	0	10	6	3,45±0,07
12	0	20	2	3,76±0,22	30	0	20	4	3,55±0,15	48	0	20	6	3,45±0,07
13	5	0	2	3,25±0,07	31	5	0	4	3,15±0,14	49	5	0	6	3,25±0,21
14	5	10	2	2,64±0,14	32	5	10	4	2,84±0,07	50	5	10	6	2,64±0,14
15	5	20	2	3,15±0,07	33	5	20	4	3,05±0,14	51	5	20	6	2,95±0,07
16	10	0	2	2,64±0,03	34	10	0	4	2,95±0,08	52	10	0	6	2,54±0,14
17	10	10	2	2,44±0,28	35	10	10	4	2,44±0,07	53	10	10	6	2,44±0,07
18	10	20	2	2,44±0,07	36	10	20	4	2,54±0,21	54	10	20	6	2,74±0,14

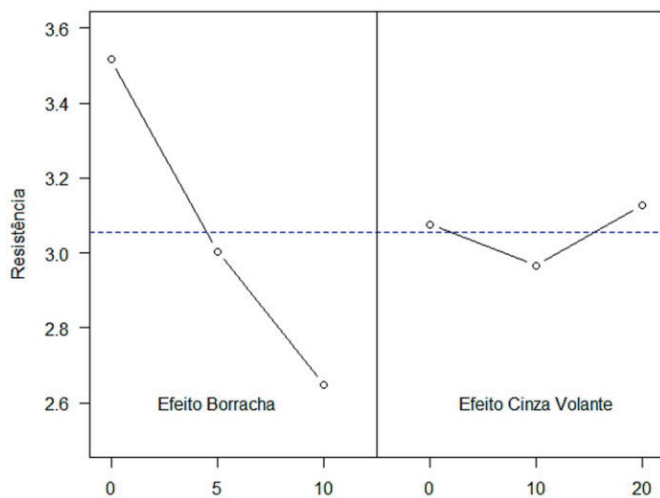


Figura 9
Gráfico dos efeitos principais

argamassas contendo cal deve ser superior a 2,40 MPa. De acordo com os resultados obtidos, todas as argamassas estudadas apresentaram valores superiores a 2,40 MPa, porém a argamassa com melhor desempenho contendo os dois resíduos em sua composição foi a argamassa com 20% de cinza moída + 5% de borracha (CM20B5), apresentando resistência média à compressão de 3,17±0,25 MPa. Conforme o projeto experimental definido, a Tabela 6 apresenta os resultados da resistência à compressão das argamassas estudadas, incluindo as réplicas das misturas contendo teores variados de borracha e cinza volante.

O efeito dos fatores borracha e cinza volante na resistência à compressão foi analisado por meio do diagrama de Pareto (Figura 8) e pelo gráfico dos efeitos principais e das interações (Figuras 9 e 10). O diagrama de Pareto determina a magnitude e a importância dos efeitos. Assim, a borracha apresenta ser o efeito mais significativo, pois seu valor ultrapassa a linha de referência para o nível de significância de 5%. Já o gráfico dos efeitos principais apresenta graficamente as médias de cada grupo, e quanto maior a inclinação da linha, maior será a magnitude do efeito principal. Logo, a borracha apresenta maior efeito

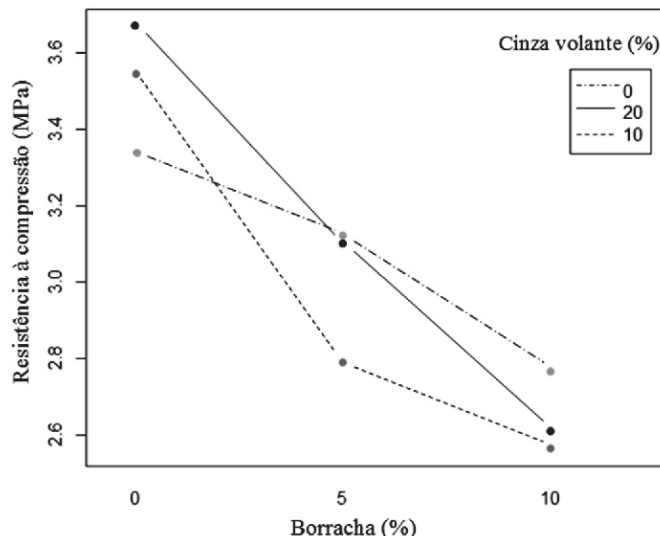


Figura 10
Gráfico dos efeitos das interações

na resistência à compressão quando comparada com a cinza volante. O efeito da interação entre os fatores está associado à mudança de comportamento do fator borracha nos diferentes níveis do fator cinza volante, evidenciando o seu efeito na variável resposta analisada.

A análise de variância para os resultados da resistência à compressão das argamassas do projeto fatorial está apresentada na Tabela 7. Para a análise estatística, foi adotada um nível de significância (α) de 5% para o teste de hipóteses, considerando a hipótese nula de que todas as médias da variável resposta são iguais e para a hipótese alternativa considerando que pelo menos uma média dos níveis de fatores é diferente. Logo, p -valor $< \alpha$ a hipótese nula deve ser rejeitada. Também, mediante o “Teste F”, é possível determinar quais variáveis e qual interação entre variáveis proporcionam o maior impacto na variação da resistência, pois quanto maior o valor desse teste, maior será a sua significância. Assim, os fatores borracha e cinza volante são significativos. A borracha é o efeito mais importante na resistência à compressão das argamassas estudadas, pois apresenta p -valor baixo e a soma dos quadrados é maior comparado com

Tabela 7
Análise de variância da resistência à compressão das argamassas

Fator	Soma dos quadrados	Grau de liberdade	Média dos quadrados	F ₀	F _c	p
Borracha (1L)	6,7254	1	6,725378	188,5796		0,000000
Borracha (1Q)	0,061633	1	0,061633	1,7282		0,195302
Cinza (2L)	0,020069	1	0,020069	0,5627	4,06	0,457060
Cinza (2Q)	0,210675	1	0,210675	5,9073		0,019128
(1L).(2L)	0,350417	1	0,350417	9,8257		0,003028
(1Q).(2Q)	0,183750	1	0,183750	5,1524		0,028054
Falta de ajuste	0,077511	2	0,038756	1,0867	3,20	0,346013
Erro puro	1,604850	45	0,035663	-	-	-
Total	9,234283	53	-	-	-	-

Notes: L – termo linear: 1L (x_1) e 2L (x_2); Q – termo quadrático: 1Q (x_1^2) e 2Q (x_2^2); F₀ – F calculado; F_c – valores críticos de F para o nível de significância de 5% obtidos com o software R [29]. Fatores significativos em negrito.

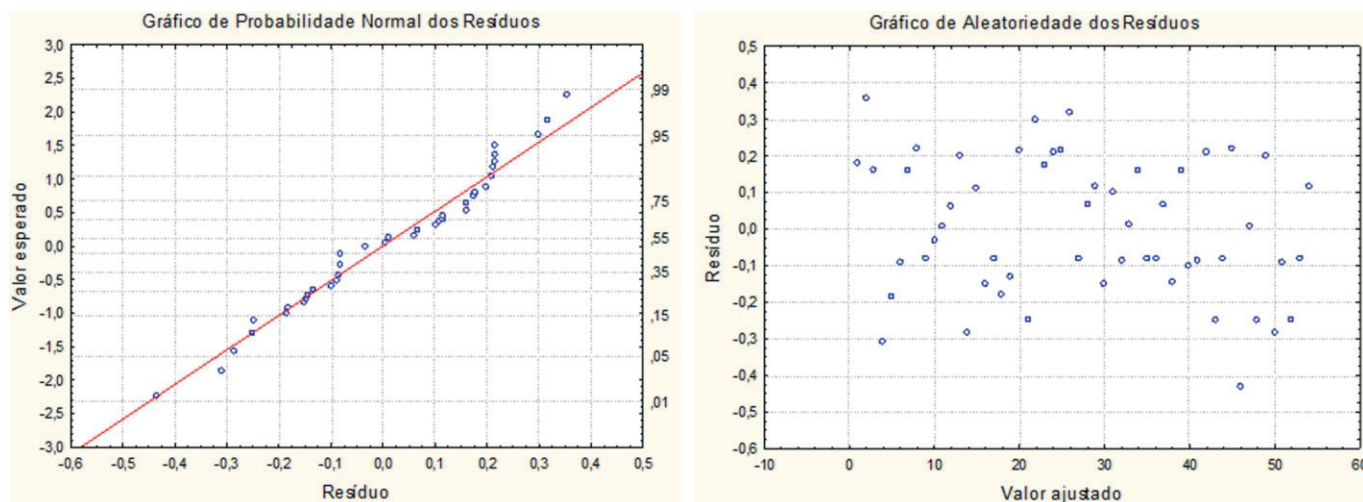


Figura 11
Gráfico de normalidade e aleatoriedade dos resíduos

outros fatores. A proporção de variabilidade dos dados explicada pelos fatores estudados (borracha e cinza volante) foi de 0,81 (R^2), indicando que os fatores e seus efeitos representam 81% da variabilidade das medidas. Os resultados mostraram que a variabilidade entre as réplicas não apresentou falta de ajuste, considerando termos de segunda ordem (função quadrática), pois p-valor (0,346) > α (0,05), o que significa que as medidas são iguais nas réplicas.

A Figura 11 apresenta o comportamento dos resíduos (diferença entre os valores experimentais e os preditos pela equação do modelo da análise de variância) a respeito das distribuições quanto à normalidade e à aleatoriedade. Logo, pode-se afirmar que o modelo é adequado para descrever o comportamento da resistência à compressão das argamassas como função dos fatores borracha e cinza volante, pois os resíduos encontram-se distribuídos, aproximadamente, ao longo de uma linha reta e de forma aleatória.

De acordo com o teste de Bartlett, os erros devidos aos efeitos dos fatores borracha e cinza volante possuem variância constante. O teste em questão é caracterizado pelas seguintes hipóteses: a hipótese nula afirma que as variâncias são constantes e a hipótese alternativa afirma que as variâncias não apresentam homogeneidade. Como o

valor-p (0,8115) encontrado para esse teste foi maior que o nível de significância de 5%, a suposição de homogeneidade é válida.

A magnitude das diferenças entre as médias foi avaliada por meio do teste de Tukey. De acordo com a Tabela 8, é possível verificar que as argamassas contendo apenas cinza volante (Grupo a) são diferentes significativamente das demais, apresentando maiores médias para a resistência à compressão. Argamassas contendo 10% de borracha (Grupo d) são consideradas iguais entre si, ou seja, as médias não diferem significativamente entre elas; o mesmo ocorre para o grupo das argamassas contendo 5% de borracha (Grupo c).

Por meio dos resultados obtidos para a resistência à compressão das argamassas, foi obtida uma equação de regressão para representar o efeito dos fatores (resíduos de borracha e cinza volante) estudados para essa propriedade. A equação final ajustada para a resistência à compressão está representada pela Equação 1, na qual x_1 representa a quantidade de borracha na mistura em %, x_2 , a quantidade de cinza volante na mistura em %, Y , a resistência à compressão da argamassa em MPa.

$$Y = 3,340 - 0,0304x_1 + 0,0239x_2 - 0,0297x_1x_2 + 0,0013x_1x_1^2 \quad (1)$$

Tabela 8
Resultado do teste de Tukey para a resistência à compressão das argamassas

	Grupo Tukey			Tratamentos		Médias
				Borracha (%)	Cinza volante (%)	
a	-	-	-	0	20	3,66
a	-	-	-	0	10	3,54
a	b	-	-	0	0	3,34
-	b	c	-	5	0	3,11
-	b	c	-	5	20	3,10
-	-	c	d	5	10	2,78
-	-	c	d	10	0	2,76
-	-	-	d	10	20	2,61
-	-	-	d	10	10	2,56

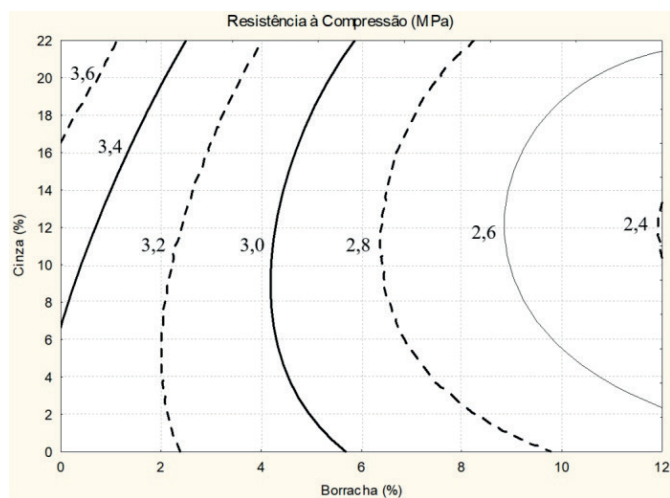


Figura 12

Gráfico de contorno da resistência à compressão em função dos fatores borracha e cinza volante

Segundo a Equação 1, a borracha contribui para diminuir a resistência à compressão das argamassas, enquanto o fator cinza volante contribui para aumentar o valor dessa propriedade.

O efeito dos fatores borracha e cinza volante na resistência à compressão também pode ser analisado por meio de um gráfico de contorno, a partir da Eq. 1. De acordo com a Figura 12, é possível verificar que maiores concentrações de borracha diminuem a resistência à compressão, embora a cinza volante contribua para aumentar essa propriedade quando adicionada em maiores quantidades.

Os resultados desse trabalho concordam com os encontrados por [3] [5] e [26], que verificaram a redução na resistência à compressão de argamassas com o aumento da concentração de borracha, aplicando outras abordagens de análise. Também está de acordo com pesquisas realizadas por [27] e [28], que revelaram a presença de maior quantidade de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) na matriz da pasta de cimento em compósitos contendo cinza volante, ao contrário da zona de transição, onde teve a presença de etringita e hidróxido de cálcio. Estão de acordo também com os resultados de [1]. Em seu trabalho, os autores verificaram que a inclusão de componentes cimentantes (cimento, cal e microssilica) pode explicar o aumento na resistência à compressão, compensando a diminuição causada pela inclusão dos resíduos de borracha. No presente trabalho, a diminuição na resistência à compressão, causada pela inserção da borracha, foi balanceada pela presença de cinza volante.

4. Conclusões

- A utilização de resíduo de borracha de pneus inservíveis na substituição parcial do agregado miúdo e a adição de cinza leve oriunda de termelétricas, incorporadas na argamassa de revestimento, são alternativas viáveis de material para aplicação na construção civil;

- Foi possível identificar, visualmente, algumas partículas de borracha presentes nas argamassas, embora em pequenas quantidades, o que não comprometeu o aspecto final do produto;
- A resistência à compressão diminuiu com o aumento de teor de borracha na argamassa, principalmente pelo fato de o resíduo apresentar pouca adesão à pasta de cimento. Já a adição de cinza na argamassa aumentou a resistência à compressão em relação à argamassa de referência devido à maior formação de silicato de cálcio hidratado (C-S-H);
- A cinza leve, após moagem, apresentou um aumento no índice de atividade pozolânica do material. Esse aumento ocorreu devido à diminuição das partículas da cinza que aumentaram a sua superfície específica, possibilitando maior contato entre os elementos reativos da mistura;
- Por meio da análise estatística, considerando um nível de significância de 5%, foi possível verificar que tanto a borracha quanto a cinza volante afetaram a resistência média à compressão das argamassas, embora a borracha seja o fator que apresentou maior efeito;
- O método do projeto fatorial possibilitou o cálculo de um modelo de regressão, descrevendo, em função de teores de borracha e cinza volante, a resistência à compressão das argamassas após os 28 dias de idade. Já o gráfico de contorno permitiu determinar as condições necessárias do uso dos resíduos estudados, em porcentagem, na obtenção de um valor ótimo para a resistência à compressão.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à empresa Engisul Borrachas Ltda. o fornecimento do resíduo de borracha de pneus inservíveis e à Termelétrica Jorge Lacerda o fornecimento da cinza volante.

6. Referências bibliográficas

- [1] CINTRA, C. L. D.; PAIVA, A. E. M.; BALDO, J. B. Argamassas de revestimento para alvenaria contendo vermiculita expandida e agregados de borracha reciclada de pneus – propriedades relevantes. *Cerâmica*, v. 60, p. 69-76, 2014.
- [2] GANIRON JR, T. Pelletized cut rubber: an alternative coarse aggregate for concrete mixture. *International Journal of Advanced Science and Technology*, v. 64, p. 21-30, 2014.
- [3] FIORE, A.; MARANO G. C.; MARTI, C.; MOLFETTA, M. On the fresh/hardened properties of cement composites incorporating rubber particles from recycled tires. *Advances in Civil Engineering*, p. 1-12, 2014.
- [4] ALIABDO, A.A.; ELMOATY, A. E. M.; ABDELBASET, M. M. Utilization of waste rubber in non-structural applications. *Construction and Building Materials*, v. 91, p. 195-207, 2015.
- [5] CANOVA, J. A.; BERGAMASCO, R.; ANGELIS NETO, G. de. A utilização de resíduos de pneus inservíveis em argamassa de revestimento. *Acta Scientiarum. Technology*, v. 29, n. 2, p. 141-149, 2007.
- [6] CANOVA, José Aparecido; ANGELIS NETO, Generoso de; BERGAMASCO, Rosângela. Dry ripened mortar with quarry waste and rubber powder from unserviceable tires *Acta Scientiarum. Technology*, v. 37, n. 1, p. 25-31, 2015.

- [7] ANGELIN, F. Andressa; LINTZ, Rosa C.; GACHET-BARBO-SA, Luísa A.; OSÓRIO, Wislei R. The effects of porosity on mechanical behavior and water absorption of in environmentally friendly cement with recycled rubber. *Construction and Building Materials*, v. 151, p. 534-545, 2017.
- [8] KREUZ, A. L.; CHERIAF, M.; ROCHA, J. C. Estudo das propriedades dos concretos utilizando cinza pesada como parte da areia. In: IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente construído. Foz do Iguaçu, Paraná. 2002.
- [9] ROHDE, G. M.; MACHADO, C. S. Quantificação das cinzas de carvão fóssil produzidas no Brasil. *Boletim Técnico* 36, Porto Alegre: Cientec, 2016.
- [10] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [11] YILDIRIM, K.; SÜMER, M. Effects of sodium chloride and magnesium sulfate concentration on the durability of cement mortar with and without fly ash. *Composites Part B: Engineering*, v. 52, p.56-61, 2013.
- [12] SUPIT, S. W. M.; SHAIKH, F. U. A.; SAKER, P. K. Effect of ultrafine fly ash on mechanical properties of high volume fly ash mortar. *Construction and Building Materials*, v. 51, p. 278-286, 2014.
- [13] YU, J.; LU, C.; LEUNG, C. K. Y.; LI, Gengying. Mechanical properties of green structural concrete with ultrahigh-volume fly ash. *Construction and Building Materials*, v. 147, p. 510-518, 2017.
- [14] BUTTON, S. T. Metodologia para planejamento experimental e análise de resultados. Universidade Estadual de Campinas, 2005. Disponível em: < <http://www.fem.unicamp.br> > Acesso em: 26 out. 2016.
- [15] DEVORE, J. L.; *Probabilidade e estatística para engenharia e ciências*. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2006.
- [16] MONTGOMERY, D.C. *Design and Analysis of Experiments*. 5th Ed. New York: John Wiley & Sons, 2009.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados – Determinação composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12653: Materiais pozolânicos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2015.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13276: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2016.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13277: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação de retenção de água. Rio de Janeiro, 2005.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13278: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: Argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.
- [24] STATSOFT Inc. *STATISTICA Ultimate Academic*, v. 13.0; Licence Number 135-726-299. Disponível em: <http://www.statsoft.com.br>.
- [25] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C-270: Standard specification for mortar for unit masonry. United States, 2007.
- [26] SU, H.; YANG, J.; LING, T.; GHATAORA, G. S.; DIRAR, S. Properties of concrete prepared with waste tyre rubber particles of uniform and varying sizes. *Journal of Cleaner Production*, v.91, p. 288-296, 2015.
- [27] CAMPOS, Marco Antonio; PAULON, Vladimir Antonio. Utilização de agregados alternativos de isoladores elétricos de porcelana em concretos. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, v. 7, n. 1, p. 30-43, 2015.
- [28] CHEW, S. H.; KAMRUZZAMAN, A. H.; LEE, F. H. Physico-chemical and engineering behavior of cement treated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 53-71, 2004.
- [29] R CORE TEAM. 2017. R: A language and environment for statistical computing. Versão 3.4.2. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. Disponível em: <https://www.R-project.org/>. Acesso em 22/07/2018.

Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing

Consolos de concreto armado reforçados com protensão externa



R. M. ROMANICHEN ^a
romulo_romanichen@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8750-9499>

R. A. SOUZA ^a
rsouza@uem.br
<https://orcid.org/0000-0002-9990-2850>

Abstract

Reinforced concrete structures may demand, throughout their lifetime, the increase of the capacity load due to eventual changes in the load configuration. In this context, corbels could be considered structural elements which present great challenges for installing strengthening solutions. The referred difficulty is due to the fact that the strength capacity of this kind of element is dependent on the strength of a diagonal concrete strut and a tensile steel tie, both located in a very short region also subjected to interferences. In the present paper, the behavior of reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing is investigated. For that, nonlinear analysis of short corbels (a/d ratio between 0,5 and 1,0), strengthened or not, have been applied. Also, analytical models based on the Strut-and-Tie Model were developed and the obtained results were compared with experimental results. The obtained results have demonstrated that strengthening reinforced concrete corbels using external prestressing is a fast, efficient and safe solution.

Keywords: structural strengthening, short corbels, strut and tie model, external prestressing.

Resumo

As estruturas em concreto podem exigir, ao longo de sua vida útil, o aumento da capacidade de carga devido a eventuais mudanças de utilização. Nesse contexto, os consolos podem ser considerados elementos estruturais que apresentam grandes desafios para a instalação de alternativas de reforço. Tal dificuldade é decorrente do fato de que a capacidade resistente do consolo depende da segurança conjunta de uma diagonal comprimida de concreto e de um tirante metálico em uma zona extremamente limitada e sujeita a interferências. No presente trabalho, apresenta-se o comportamento de consolos de concreto armado reforçados com barras externas protendidas. Para tanto, análises não-lineares de consolos curtos (relação a/d entre 0,5 e 1,0), dotados ou não de reforço com protensão externa, foram efetuadas. Além dos modelos numéricos, foram aplicados modelos analíticos baseados no Método das Bielas, de maneira que os resultados puderam ser comparados com resultados experimentais. Os resultados obtidos demonstram que a alternativa de reforço de consolos com protensão externa é uma solução rápida, eficiente e segura para consolos em concreto armado.

Palavras-chave: reforço estrutural, consolo curtos, modelo de escoras e tirantes, protensão externa.

^a State University of Maringá, Civil Engineering Department, Civil Engineering Graduate Program, Maringá, PR, Brasil.

1. Introduction

Buildings are constructed with the purpose of meeting the aspirations and needs of the owners and, based on this assumption the architectural design is developed, followed by the development of the structural model.

In the course of time, the idealized initial needs of utilization may be subjected to changes in a way that some buildings need to be readequated in order to satisfy the new demands. This need of modification will be invariably related with the necessity of strengthening of the existing structures.

Other situations, such as design errors, faults in execution, unexpected loads, material deficiencies and lack of maintenance procedures can also lead to the need of strengthening. In this way, interventions may be required in order to revitalize structures and make them safe again.

Nowadays, some procedures may be highlighted as the main techniques for the strengthening of concrete structures: application of polymers (carbon, glass, synthetic, etc), use of steel plates, increase of the cross-section and prestress application. This last technique is the main topic of the present paper, where the strengthening of reinforced concrete corbels is investigated.

Corbels are structural shoulders projecting from columns, generally used to support precast/steel beams or to allow the execution of expansion joints in the structures of the buildings. Because they are extremely short and usually subject to interferences, the strengthening of corbels may be a very challenging task.

If the corbel does not present neighboring corbels in the support column, the intervention will be much easier. Figure [1] illustrates a situation of strengthening of a corbel using carbon fiber reinforced polymers (CFRP). In this problem, considering the inadequate length of the steel bearing plate and the rotational/translational movements of the existing steel beam over the corbel, the utmost face of the corbel was subjected to concrete spalling.

In addition, after analyzing the reinforcement used, it was found that

the main tie had deficiencies in relation to the ultimate load expected for the structure and could slip in the damaged zone. For this reason, an intervention using sheets of carbon fiber reinforcement polymers (CFRP) has been used. The proposed procedure simultaneously increased the main tie strength and confined the concrete that was previously subject to spalling, thus damaging the anchorage zone of the original reinforcement. However, it should be noted that if there were neighboring corbels in the support column, it would be difficult to intervene by means of a jacketing procedure.

Thus, in situations where the corbel to be strengthened presents neighboring corbels, an interesting alternative may be the use of prestressing forces, both internal or external, observing that this technique can even be used to add new corbels to the columns. Figure [2] presents an example of prestress force applied for the creation of new corbels in 57 columns. This strengthening was conducted by Voumard [1] using the Strut-and-Tie Method as tool for analysis and design.

According to Almeida [2], prestressing has the advantage of being an active solution in regard to other techniques, i.e., it is the only technique that is able to introduce active forces into the structural system, which is a great advantage.

A prestressing system is basically composed of concrete, steel, anchorage devices and corrugated ducts. Unlike the traditional reinforced concrete, that makes use of undeformed rigid bars, prestressing systems may use wires, strands or steel rod bars, all of them subjected to initial deformation in order to introduce the prestressing force.

The anchorage devices of wires and strands are usually composed of grooved wedges which prevent the prestressed steel from returning to their original position after being tensioned. Usually, the anchoring wedges in post-tensioning systems undergo an accommodation which results in a loss of approximately 6 mm in the initial elongation of the strands. Thus, the strengthening of corbels using strands would be impractical, since the losses by accommodation could be of the order of magnitude of the deformation applied, taking into account the short length of the corbel.

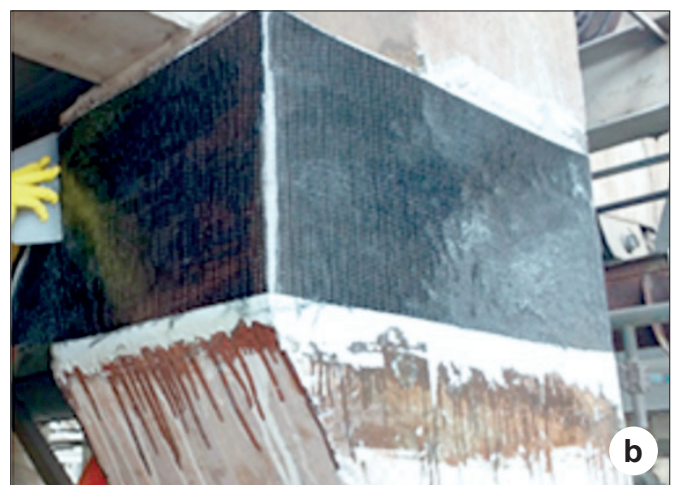


Figure 1

Corbel strengthened with carbon fiber reinforcement polymer (CFRP):

a) initial situation, b) strengthening finished

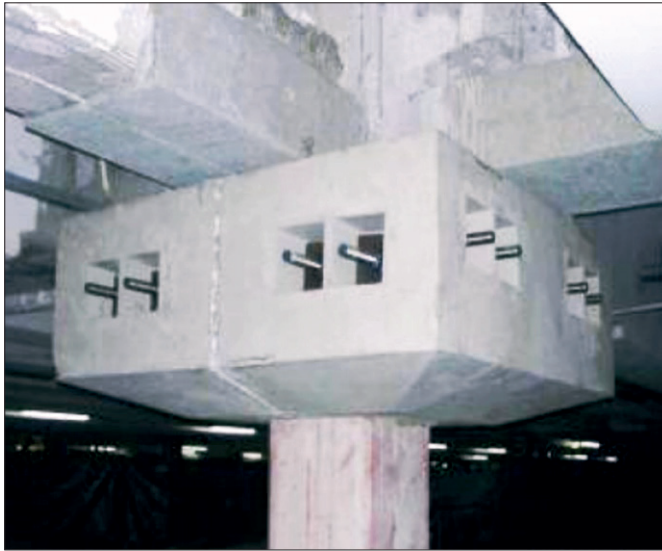


Figure 2
Corbel strengthened using prestressing bars

Source: Voumard [1]

For this reason, threaded bars and anchorage plates are preferable to corbels, once this prestressing system is not subjected to the losses usually observed in the post-tensioning system using strands and anchoring wedges.

Although prestressing is configured as an interesting possibility for

strengthening corbels, there is still not a substantial number of experimental researches in this area. Among the few publications in these area those published by Godycka [3] and Lachowicz and Godycka [4] should be highlighted.

Godycka [3] has studied the behavior of reinforced concrete corbels subjected to an initial load, capable of originating the first inclined cracks. After that, the corbels were then discharged and strengthened using two external threaded bars anchored in steel plates.

Lachowicz and Godycka [4] studied the behavior of reinforced concrete corbels, which had two threaded bars installed in PVC tubes. This threaded bars, that would be prestressed later, were positioned before the casting of the corbels. Unlike Godycka's work [3], the main tie of the corbels consisted only of the threaded bars and not threaded bars and passive reinforcements.

In both researches, the strengthening technique used was the installation of threaded bars anchored in steel plates, which were prestressed after the casting of the corbels, by applying torque in the nuts positioned in the end of the bars. This methodology is very similar to that one used by Fernandez [5] for strengthening beams requiring additional stirrups. In these beams, threaded bars were installed externally to the core of the beams and through the slabs. Prestressing was then introduced by applying torque to the nuts positioned at the end of the additional bars.

In this context, the present paper aims at presenting the analysis and design of reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing. Thus, analytical models were developed with the aid of the Strut-and-Tie Method, as well as through the application of non-linear analysis to the experimental research conducted by Godycka [3].

2. Short reinforced concrete corbels

The behavior of a reinforced concrete corbel may be defined taking into account the relation between the positioning of the load in relation to the face of the column and the effective depth of the main tie, known as a/d ratio (see Figure [3]). If the a/d ratio is less than 0.5 the corbel is usually defined as too short and the Friction-Shear Theory should be applied for the design/analysis. For corbels with a/d ratio greater than 1.0, the considered a behavior is similar to that one obtained for a conventional isolated fixed beams.

By another hand, short corbels (a/d ratio between 0.5 and 1.0) are usually considered as generalized discontinuous regions ("D Regions"), i.e., regions where the linear distribution hypothesis along the cross section is not valid. In a succinct way, it can be said that "D Regions" originate from geometric (openings in beams and height variations, for example) and static discontinuities (concentrated actions and reactions, for example) (Silva [6]). For the design of "D Regions" it is necessary to know the path of the internal stresses in the structure, which can be done intuitively through the "load path" or through numerical/ experimental analysis. For this task, the Strut-and-Tie Method (Silva [6], ABNT NBR 6118 [7]), Schlaich and Schafer [8], Schlaich et al [9] and Souza [10]) may be used and a specific truss model (discrete representations of the stress fields in the structural

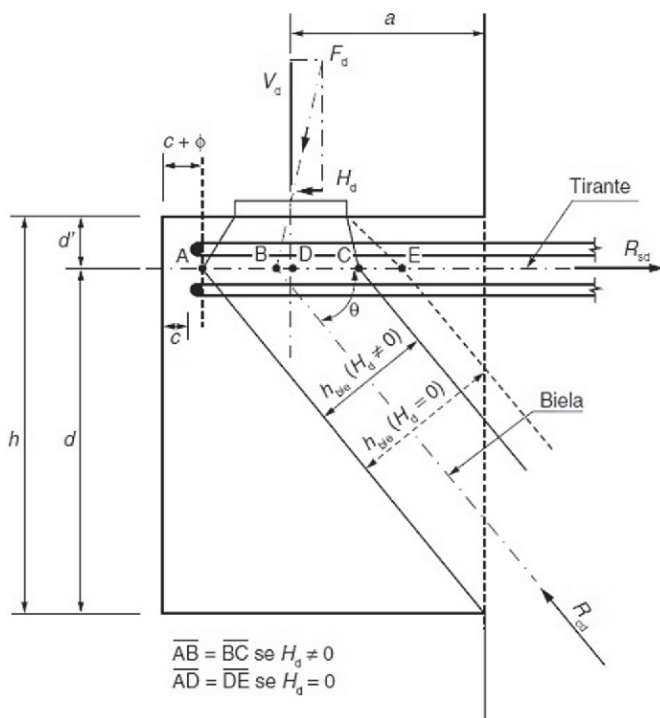


Figure 3
Strut and tie model recommended by ABNT NBR 6118:2014 [5]

elements) may be developed. In this model, the compressed elements represent fields of compression stresses in the concrete (struts), while the ties (steel reinforcement) represent the tensile fields.

The typical behavior of a short corbel may be described by a truss model that contemplate the overall equilibrium of the piece, where on one side the tie reinforcement anchors in the strut under the external load and on the other side anchors in the column. The diagonal strut runs from the point of application of load to the face of the support, making use of the all available depth. According to ABNT NBR 6118 [7], the following aspects are fundamental to the adequate behavior of the corbel:

- Appropriate tie anchorage;
- Assurance of reinforcement yielding before concrete crushing by limiting the ratio of the tie reinforcement;
- Checking the strut stress or the equivalent shear stress at the loading bearing face, in order to avoid brittle failure;
- Consideration of horizontal forces in the design of corbels and the consequent unfavorable effect on the slope of the resultant F_a (Figura [3]).

According to ABNT NBR 6118 [7], in order to check the diagonal strut, an opening of the load under the bearing plate, as indicated in Figure [3], limited to a maximum slope of 1:2 in relation to the slope the vertical direction may be assumed. In addition, ABNT NBR 6118 [7] defines the following parameters for verifying the maximum stresses in struts and nodal regions:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (1)$$

(prismatic struts or CCC nodes)

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (2)$$

(struts crossed by more than one tie or CTT/TTT nodes)

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3)$$

(struts crossed by a single tie or CCT nodes)

3. Non-linear analysis of short reinforced concrete corbels

According to Cervenka and Cervenka [11], the nonlinear analysis may eliminate the inconsistency observed in the codes, where the internal distribution of forces is determined by linear analysis and the quantification of the reinforcement is done taking into account the non-linear behavior of the materials in a simplified way. In the nonlinear analysis the redistribution of forces due to the real non-linear behavior of the materials is taken into account and the resulting stress/deformations will satisfy the laws of mechanics: balance forces, compatibility deformations and constitutive equations of the materials used.

In this way, the present paper aims at presenting the results and conclusions obtained from some nonlinear analysis conducted for the short corbels experimentally tested by Godycka [3], presented in Figures [4] and [5]. It should be noted that conventional reinforced concrete corbels have been simulated as well as corbels strengthened externally using prestressing forces. In addition, it should be noted that the authors have been applying nonlinear analysis as a specific tool for the analysis of the behavior of reinforced concrete corbels, even strengthened, as can be found in Cunha et al [12], Souza [13] and Souza et al [14].

The corbels tested by Godycka [3] were classified into 2 groups. Corbels of "Group 1" had ratio $a/d = 1.0$ and were named as WI. Corbels of "Group 2" had ratio $a/d = 0.6$ and were named as WII. Within each group, 2 corbels were tested. The first corbel tested from each group was analyzed in a single loading step, without the presence of external prestressing bars (Figures [4.a] and [5.a]). The second corbel was analyzed using two stages of loading. The first stage was interrupted at the cracking load in order to strengthen the corbel with two external prestressing bars (Figures [4.b] and

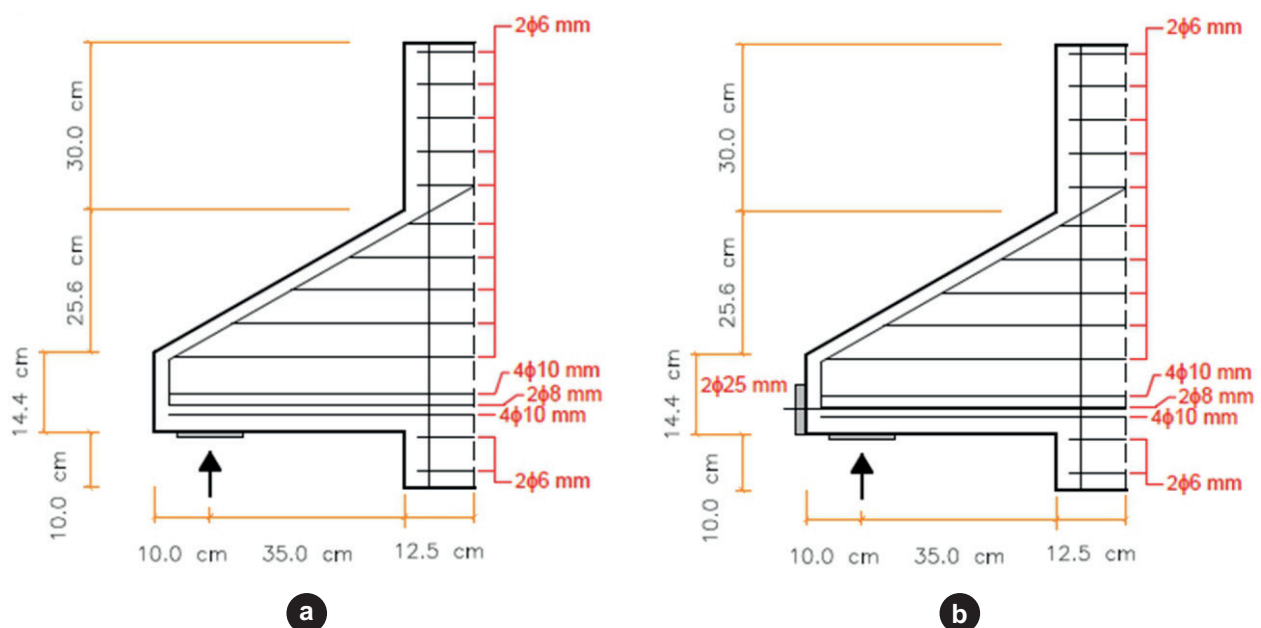


Figure 4
Geometry and reinforcement of the corbels: a) WI-4, b) WI-2

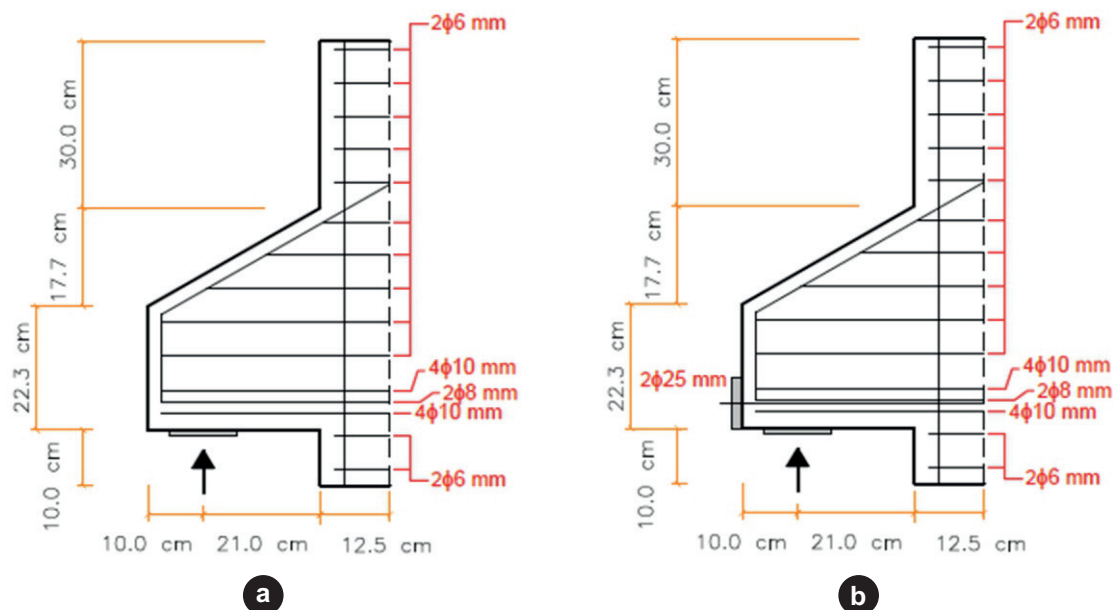


Figure 5
Geometry and reinforcement of the corbels: a) WII-4, b) WII-2

[5.b]). After the strengthening, the corbel was then loaded until the failure. For the corbels of each group that received external prestressing bars, the suffix 2 was inserted to the identification name. For the corbels that did not receive external prestressing bars, the suffix 4 was inserted to the identification name, according to notation assumed by Godycka's [3].

For the numerical analysis of the corbels, the package software ATENA2D was select and more details of which can be found in Cervenka et al [15]. ATENA2D is a program focused on the study

of reinforced concrete structures, capable of performing nonlinear analysis by means of the Finite Element Method. The selected package software when used correctly is able to predict the failure mode, the cracking and yielding loads.

In the nonlinear analysis, ATENA2D uses the constitutive model SBETA for concrete, which has 20 parameters (Table [1]) that can be specified by the user or automatically defined from international codes. The passive reinforcement was modeled as embedded, while the external reinforcement (prestressing bars) were simu-

Table 1
Sbeta parameters

Parameter	Formula
Cylinder strength	$f'_c = -0,85 * f'_{cu}$
Tensile strength	$f'_t = 0,24 * f'_{cu}^{\frac{2}{3}}$
Initial elastic modulus	$E_c = (6000 - 15,5 * f'_{cu}) * \sqrt{f'_{cu}}$
Poisson's ratio	$\nu = 0,2$
Softening compression	$w_d = -0,0005 \text{ mm}$
Type of tension softening	1 - exponential, based on G_F
Compressive strength in cracked concrete	$c = 0,8$
Tension stiffening stress	$\sigma_{st} = 0$
Shear retention factor	Variável (item 2.1.7)
Tension-compression function type	Linear
Fracture energy G_f according to VOS 1983	$G_F = 0,000025 f'_t{}^{ef} \text{ [MN/m]}$
Orientation factor for strain localization	$\gamma_{max} = 1,5 \text{ (item 2.1.3)}$

Source: CERVENKA, JENDELE E CERVENKA [15]

Table 2
Yielding strength for the used bars

Reinforcement bar	Yielding strength (MPa)	Hardening
φ 32 mm	390	No
φ 25 mm	396	No
φ 10 mm	493	Yes
φ 8 mm	483	No
φ 6 mm	291	No

lated without adhesion to the concrete, being considered only anchored in the lateral steel plates. Table [2] presents the characteristics of the bars used, taking into account that a bilinear model was selected to simulated the steel behavior.

The Newton-Raphson Method was applied to the solution scheme of the nonlinear system and the boundary conditions and properties of the materials were defined in order to appropriately simulate the experimental setup developed by Godycka [3].

The finite element meshes used for the corbels was generated based on the definition of 6 macro-elements, all of them using a quadrilateral type element with average size of 3 cm. The conditions of symmetry were considered in order to drastically reduce the number of elements and allow faster convergence. The final mesh used for the corbel WI consisted of 289 finite elements and 596 nodes, while the corbel WII had 284 elements and 564 nodes. Figure 6 shows the stress contour for corbel WI-4 (150 kN) and WII-4 (275 kN) in regarding to the experimental load level where the first diagonal cracks appeared. Since both corbels have the same reinforcement ratio, one may observe that corbel WII-4 (275 kN) has cracked for higher stresses when compared to

corbel WI-4 (150 kN), taking into account the differences in their geometries. As the ratio a/d decreases the stress required to form the first cracks will be probably higher.

Figure 7 shows a comparison between the cracking layout obtained for the WI-4 and WI-2 corbels, for a load level of 150 kN. As can be observed, the application of external prestressing resulted in a decrease in the number of cracks and in the crack openings for the corbel WI-2. The width of the crack openings was about 10 times smaller than those verified for the corbel WI-4. For the corbel WII-2, the application of the external prestressing also reduced the number of cracks, but the size of the main openings was 2.5 times smaller than those of the corbel WII-4.

Both corbels, WI-4 and WII-4, presented the main cracks at the intersection between the columns and the corbels, in the upper face of the corbels. By another hand, with the application of the external prestressing in corbels WI-2 and WII-2, the main cracks did not occur in the region mentioned before. For the prestressed corbels the main cracks occurred in the diagonal strut. This behavior would not be interesting, once the concrete failure by diagonal splitting occurs before the steel yielding (fragile failure). However, one must observe that Godycka [3] had as main objective obtain the corbel failure by the concrete and not by the external prestressing bars.

Figure 8 shows the comparison between the numerical cracks obtained using the nonlinear analysis and the experimental cracks obtained by Godycka [3] for the corbel WII-4. Comparing both cracking maps, one can observe that the nonlinear analysis was able to adequately predict the cracking behavior of the corbel WII-4, even estimating the crack openings with good precision. The same good performance was obtained for corbel WI-4. However, it has not been possible to compare the cracking maps

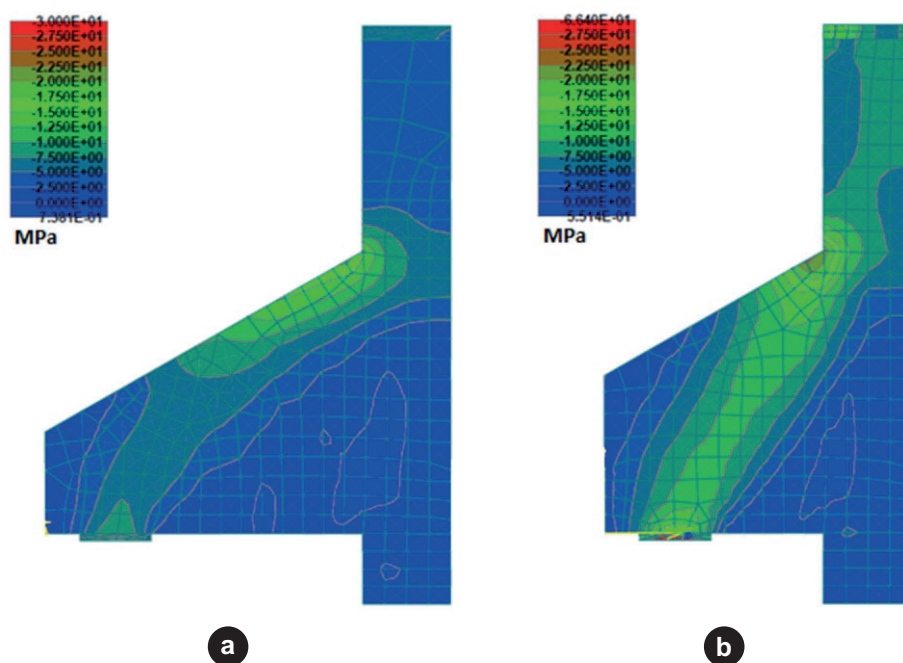


Figure 6
Stress contour for the corbels: a) WI-4 (150 kN), b) WII-4 (275 kN)

for corbels WI-2 and WII-2, once the cracking scenarios for this specimens were not provided by Godycka's. Figure [9] shows the development of stresses in the main tie

reinforcement and in the external bars of the corbel WI-2 according to the applied load. The determination of the stresses in external reinforcement using the nonlinear analysis was

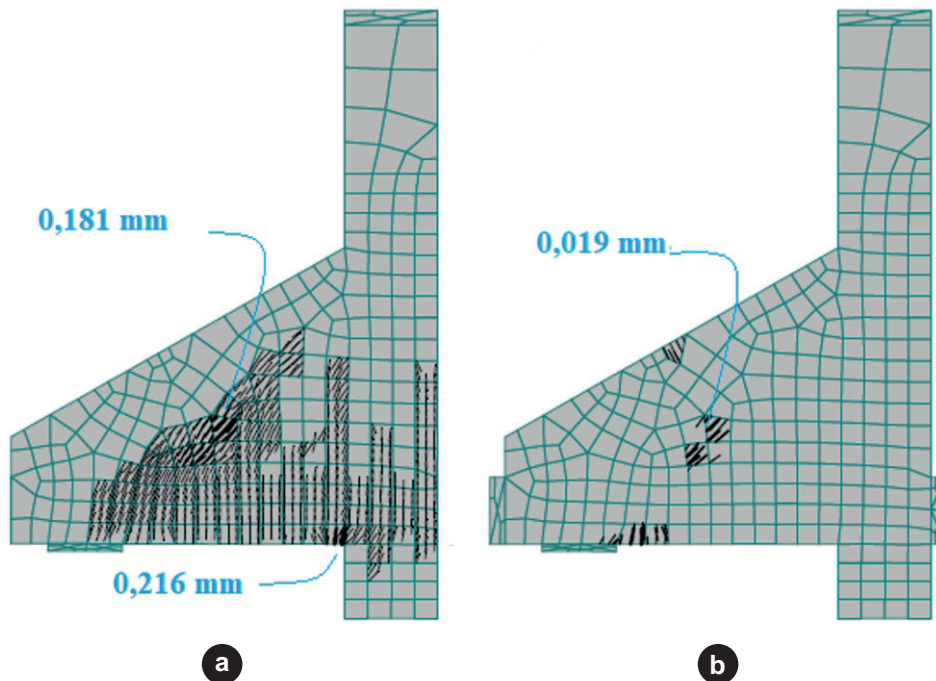


Figure 7
Cracking maps for the corbels: a) WI-4 (150 kN), b) WI-2 (150 kN)

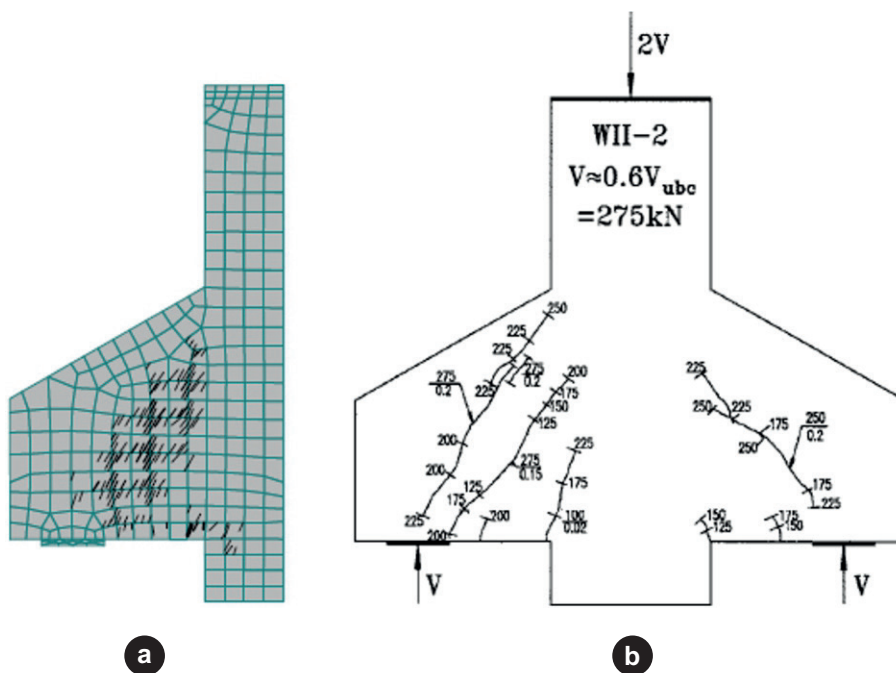


Figure 8
Cracking map of the corbel WII-4: a) nonlinear analysis, b) experimental analysis

Source: Godycka [3]

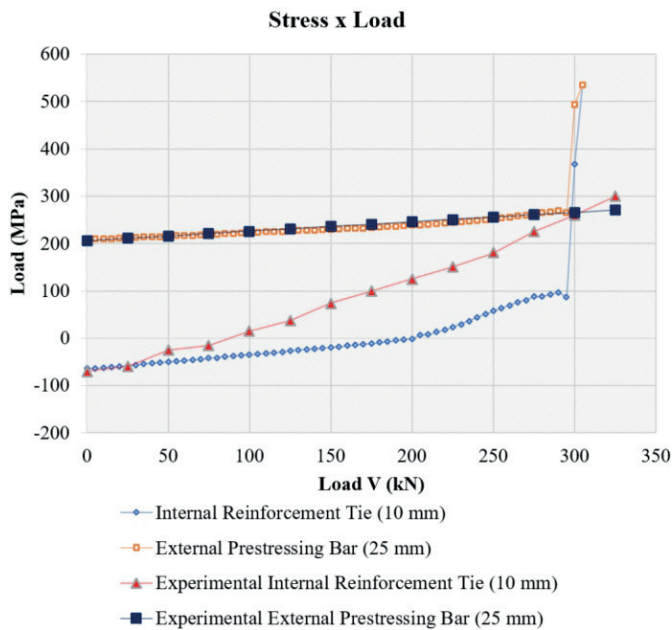


Figure 9
Stresses in the internal and external reinforcement of the corbel WI-2

Source: Adapted from Godycka [3]

very close to that one obtained in the experimental results. By another hand, for the internal tie reinforcement, the stress difference was of the order of 100 MPa depending on the applied load.

The loading protocol for corbels WI-4 and WII-4 (corbels not strengthened) consisted in the application of loading steps of 5 kN until the attainment of the failures. For corbel WI-2 the following loading protocol was used: application of 30 loading steps of 5 kN (loading level where the first experimental diagonal cracks occurred); application of a load of 150 kN at the same point and in a direction opposite to that of loading; application of a prestressing force of 206,1 kN in the 25 mm bars and application of loading steps until the attainment of the failure (Figure [10]).

For corbel WII-2 the following loading protocol was used: application of 55 load steps of 5 kN (load where the first diagonal experimental cracks occurred); application of a load of 275 kN at the same point and in the opposite direction to that of loading; application of a prestressing force of 206,1 kN in the 25 mm bars and application of loading steps until failure (Figure [10]).

The predicted failure load using the nonlinear analysis for the corbels WI-4, WI-2, WII-4 and WII-2 was 245 kN, 305 kN, 360 kN and 460 kN respectively, as can be seen in Table [3]. Comparing these values with the experimental ones obtained by Godycka [3], differences between 2% and 24% below the experimental values are observed. These differences may be assumed as satisfactory, since all determinations were in favor of safety. From the nonlinear analysis conducted previously, proposals of strut-and-tie models for the conventional and externally strengthened corbels may be proposed, as follows.

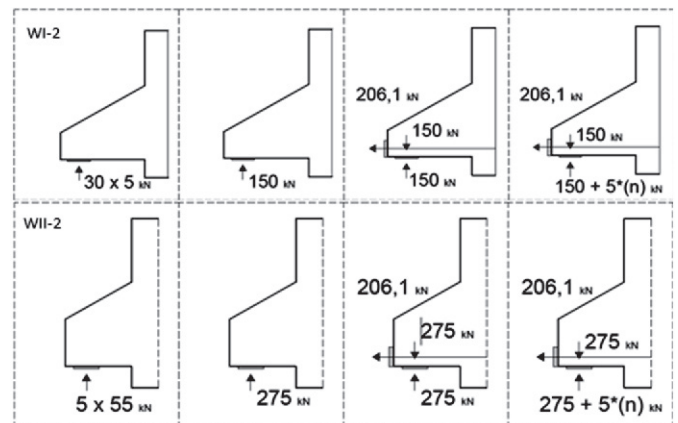


Figure 10
Loading protocol of the corbels WI-2 and WII-2

4. Analytical model for the strengthened corbels

The determination of the load capacity of the short corbel without strengthening (WI-4 and WII-4) was performed according to the strut and tie model proposed by ABNT NBR 6118 [7] (Figure [3]). The strength parameters used for the struts and nodes are the normative parameters described in the item 3 and recommended by ABNT NBR 6118 [7]. In order to compare the results with the available experimental data, a unit security coefficient ($\gamma_c = 1$) was used. The following procedure was used to determine the load capacity of the corbels WI-4 and WII-4: a) Definition of the width of the strut considering the load opening under the support plate; b) Determination of the maximum force acting on the strut taking into account the strength parameters; c) Balance of forces at the top node; d) Checking the stress in the main tie; e) Checking the stresses on the faces of the upper and lower nodes; f) Definition of the load capacity. As one can see it was an iterative procedure and if any verification was not attended the procedure was repeated again, i.e., the balance of forces was redone and the checks of the struts, nodes and tie verified again, until the convergence.

For the corbels with external prestressing, a model formed by 2 diagonal struts and one tie is proposed, as shown in Figure [11]. Node 1 can be considered as being a CCT node type. Although the external prestressing bars rest on plates behind the nodal zone, it should be remembered that the original internal reinforcement tends to anchor in the nodal zone, causing tensile stress in this area. By another hand, Node 2 will be a CCC node type and will be formed by the confluence of 3 struts.

The definition of the width of the strut was made from the edges of the anchor plates and the loading plate, using the entire available depth of the corbel. The prestressing force applied to the external bars followed the Equation [04], used by Godycka [3].

$$P_s = 0,53 \cdot A_{ps} \cdot f_y \quad (4)$$

Where:

P_s – Prestressing force;

f_y – Yielding strength of the prestressing steel bar;

A_{ps} – Area of the prestressing steel bar.

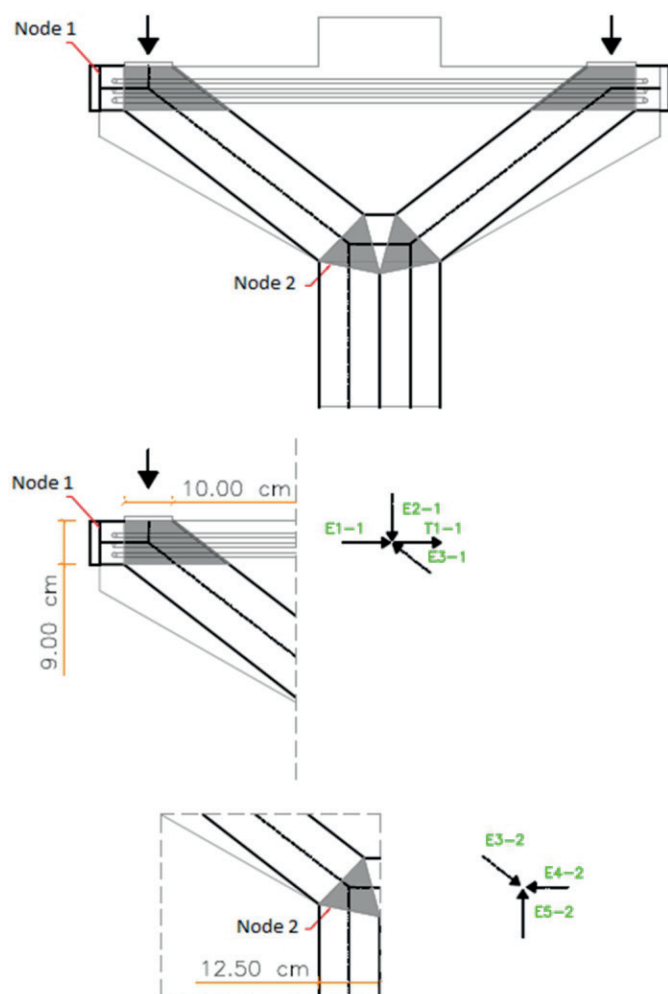


Figure 11
Proposed strut and tie model for the corbel with the external prestressing

The load capacity of the corbels WI-4 and WII-4 was calculated at 182,56 kN and 271,79 kN, respectively. Yielding was not observed for the bars and both limit loads were determined by the strength of the diagonal struts. It should be highlighted that from a theoretical point of view, it is always recommended to verify the yielding of the reinforcement before the failure of the struts or nodal regions, in order to have ductile behavior in reinforced/prestressed concrete structures.

For the corbel WI-2 the calculated maximum load was 267,51 kN, which depended on the strength of the diagonal strut. The increase of the effective width of the strut, caused by the anchorage plate of the external bars, led to a higher load in relation to the corbel WI-4, but did not change the failure mode. The presence of external prestressing force in the corbel WI-2 reduced the forces in the internal conventional reinforcement from 345,11 kN to 139,01 kN. The calculated load capacity for the corbel WII-2 was 339,85 kN. As verified for corbel WI-2, the increasing in the width of the diagonal strut did not prevent the failure of the corbel initiating in the concrete. The verification of node 1 demonstrated stresses very

Table 3

Failure loads: experimental, nonlinear analysis and strut-and-tie model

Corbel	Experimental [3]	Nonlinear analysis	Strut and tie model
WI-4	250 kN	245 kN (-2%)	183 kN (-27)
WI-2	350 kN	305 kN (-13%)	268 kN (-23%)
WII-4	475 kN	360 kN (-24%)	272 kN (-43%)
WII-2	525 kN	460 kN (-12%)	340 kN (-35%)

close to the code limit strength. By another hand, for node 2, the stresses were kept below the code limit strength. The presence of external prestressing reduced the tensile forces in the internal conventional reinforcement from 284,12 kN to 78,02 kN, accentuating the failure of the concrete strut by diagonal tension. Table 3 presents a comparison of the load capacities of the corbels determined using non-linear analysis, strut and tie model and the load capacities obtained experimentally by Godycka [3].

The values obtained using the truss model based on the parameters recommended by ABNT NBR 6118 [7], were 23% and 35% below the obtained experimental values, demonstrating that the determination of the load capacity by the Strut and Tie Method is adequate, once all the values were in favor of safety.

5. Conclusions

The strengthening of reinforced concrete corbels using the installation of post-tensioning external bars is a viable alternative and an effective technique. The proposed solution is able to increase the load capacity of the corbels and also reduce the cracking of this type of structure.

The conducted nonlinear analysis has shown that the development of stresses in the short corbels may be represented by diagonal struts and a main tie, even for the corbels that received post-tensioned external bars. However, it should be noted that in the design situation a ductile mode of failure should always be sought. The ductile mode of failure is characterized by the yielding of the reinforcement prior to the failure of the struts or nodal regions. For the experimental results obtained by Godycka [3], there was an intention of having failure initiating by the struts, and both nonlinear analysis and the proposed strut and tie model were able to detect this fragile behavior.

The cracking of the corbels was influenced by the external prestressing, which by its turn altered the location of occurrence of the larger cracks. The width of the crack was also affected, being about 10 times smaller, depending on the a/d ratio, when compared to the cracks width of the corbels without strengthening.

The determination of the load capacity of the corbels using nonlinear analysis was very effective, leading to values between 2 and 24% below the values obtained experimentally by Godycka [3]. This fact demonstrates that the nonlinear analysis can lead to values in favor of safety for the limit loads (cracking, yielding and failure), serving as virtual laboratory for the verification of complex structures.

The determination of the load capacity by the proposed strut and tie model based on the parameters of ABNT NBR 6118 [7] led to lower values than those obtained experimentally by Godycka [3], even with the use of $\gamma_c = 1$. If the safety factors are applied, the safety level would be even higher, and the service load condition could be assumed satisfied, a general doubt when using the Strut and Tie Method for design.

6. References

- [1] VOUMARD, J. M.. Precast Corbels Fitted to Columns. *Fib Bulletin* 61: Design examples for strut-and-tie models. 2011.
- [2] ALMEIDA, T. G. M. Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos. 2001. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 201f.
- [3] GODYCKA, N. K. Behavior of corbels with external prestressing bars – experimental study, *ACI Structural Journal*, V. 96, N. 6, p. 1033-1039, 1999.
- [4] LACHOWICZ, M.; NAGRODZKA-GODYCKA, K. Experimental study of the post tensioned prestressed concrete corbels. *Engineering Structures*, [s.1], v. 108, p. 1-11, fev. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.007>.
- [5] FERNANDEZ, M. C. L. Reforço de vigas t com estribos externos pré-tracionados. 1997. Rio de Janeiro. Dissertation (Masters) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- [6] SILVA, R. C. Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes, 1991. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 202f.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [8] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *The Structural Engineer*, v. 32, n. 6, p. 113-125, 1991.
- [9] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K; JENNEWEIN, M. Toward a consistente design of structural concrete. *PCI Journal*, v. 32, n. 3, p. 74-150, 1987.
- [10] SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. 2004. Thesis (Doctorate) – Universidade de São Paulo. 442f.
- [11] CERVENKA, V. ; CERVENKA, J.. “Computer Simulation as a Design Tool for Concrete Structures”. In: ICCE-96, “The Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and Practice”, 1996.
- [12] CUNHA, R. M. F. ; KUCHMA, D. A. ; EL DEBS, M. K. ; SOUZA, R. A.. Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels. *Engineering Structures*, v. 74, p. 130-144, 2014.
- [13] SOUZA, R. A.. Experimental and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Strengthened with Fiber Reinforced Polymers. In: Nenad Bicanic; René de Borst; Herbert Mang & Günther Meschke. (Org.). *Computational Modeling of Concrete Structures*. 1ed.Leiden, Netherlands: CRC Press/Balkema, 2010, v. 1, p. 711-718.
- [14] SOUZA, R. A.; TRANALLI, P. P. ; BITTENCOURT, T. N. ; MARTIN, G. G. . *Análise Experimental e Analítica de Consolos Curtos de Concreto Armado Reforçados com Fibras de Carbono*. In: 48 Congresso Brasileiro do Concreto, 2006, Rio de Janeiro. Congresso Brasileiro do Concreto, 2006.

Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing

Consolos de concreto armado reforçados com protensão externa



R. M. ROMANICHEN^a
romulo_romanichen@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8750-9499>

R. A. SOUZA^a
rsouza@uem.br
<https://orcid.org/0000-0002-9990-2850>

Abstract

Reinforced concrete structures may demand, throughout their lifetime, the increase of the capacity load due to eventual changes in the load configuration. In this context, corbels could be considered structural elements which present great challenges for installing strengthening solutions. The referred difficulty is due to the fact that the strength capacity of this kind of element is dependent on the strength of a diagonal concrete strut and a tensile steel tie, both located in a very short region also subjected to interferences. In the present paper, the behavior of reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing is investigated. For that, nonlinear analysis of short corbels (a/d ratio between 0,5 and 1,0), strengthened or not, have been applied. Also, analytical models based on the Strut-and-Tie Model were developed and the obtained results were compared with experimental results. The obtained results have demonstrated that strengthening reinforced concrete corbels using external prestressing is a fast, efficient and safe solution.

Keywords: structural strengthening, short corbels, strut and tie model, external prestressing.

Resumo

As estruturas em concreto podem exigir, ao longo de sua vida útil, o aumento da capacidade de carga devido a eventuais mudanças de utilização. Nesse contexto, os consolos podem ser considerados elementos estruturais que apresentam grandes desafios para a instalação de alternativas de reforço. Tal dificuldade é decorrente do fato de que a capacidade resistente do consolo depende da segurança conjunta de uma diagonal comprimida de concreto e de um tirante metálico em uma zona extremamente limitada e sujeita a interferências. No presente trabalho, apresenta-se o comportamento de consolos de concreto armado reforçados com barras externas protendidas. Para tanto, análises não-lineares de consolos curtos (relação a/d entre 0,5 e 1,0), dotados ou não de reforço com protensão externa, foram efetuadas. Além dos modelos numéricos, foram aplicados modelos analíticos baseados no Método das Bielas, de maneira que os resultados puderam ser comparados com resultados experimentais. Os resultados obtidos demonstram que a alternativa de reforço de consolos com protensão externa é uma solução rápida, eficiente e segura para consolos em concreto armado.

Palavras-chave: reforço estrutural, consolo curtos, modelo de escoras e tirantes, protensão externa.

^a State University of Maringá, Civil Engineering Department, Civil Engineering Graduate Program, Maringá, PR, Brasil.

1. Introdução

Edificações são construídas com o intuito de atender as aspirações e necessidades dos proprietários e, a partir deste pressuposto desenvolve-se o projeto arquitetônico que servirá de base para a concepção do modelo estrutural.

Com o passar do tempo as necessidades idealizadas de utilização podem acabar se alterando, fazendo com que as edificações sejam readequadas de forma a atender as novas demandas, o que inevitavelmente está relacionado com a necessidade de reforço das estruturas já existentes.

Outras situações, tais como falhas de projeto, falhas na execução, cargas não-previstas, deficiências dos materiais e ausência de procedimentos de manutenção também podem ocasionar a necessidade de reforço das estruturas, demandando assim intervenções de maneira a revitalizar as estruturas e torná-las aptas e seguras novamente ao uso.

Atualmente, dentre as principais técnicas de reforço de estruturas, destacam-se aquelas relacionadas a aplicação de fibras de polímeros (carbono, vidro, sintéticos, etc), uso de chapas de aço, aumento da seção transversal dos elementos e aplicação de protensão, sendo essa última técnica a de interesse para o reforço de consolos no presente trabalho.

Os consolos são ressaltos de pilares utilizados para o apoio de vigas pré-moldadas ou metálicas, ou ainda para permitir a execução de juntas de dilatação na estrutura de edifícios. Por se tratarem de elementos extremamente curtos e ainda sujeitos a interferências, o reforço de consolos pode se tornar uma atividade bastante desafiadora.

Se o consolo, por exemplo, não apresentar consolos vizinhos no pilar de apoio, a intervenção será bem mais facilitada. A Figura [1] ilustra uma situação de reforço de um consolo sujeito a lascamento e deficiência da armadura do tirante principal com a utilização de fibras de carbono. Nesse problema, tendo-se em vista o comprimento inadequado da placa metálica de apoio e os movimentos de rotação/translação da viga metálica existente sobre o consolo, observou-se o lascamento do extremo do elemento estrutural.

Além disso, após avaliar a armação utilizada, constatou-se que o tirante apresentava deficiências em relação ao carregamento último previsto para a estrutura, podendo ainda escorregar na zona danificada. Nesse problema, os autores propuseram uma intervenção com mantas de fibras de carbono, de maneira que simultaneamente pode-se aumentar a armadura do tirante e confinar o concreto que estava previamente sujeito ao lascamento, prejudicando assim a ancoragem da armadura original. No entanto, deve-se observar que caso houvesse consolos vizinhos no pilar de apoio, seria difícil a intervenção por meio do encamisamento. Dessa maneira, nas situações em que o consolo a reforçar apresentar consolos vizinhos, uma alternativa interessante pode ser a utilização da protensão, tanto interna quanto externa, observando que tal técnica pode ser inclusive utilizada para adição de novos consolos em pilares. A Figura [2] apresenta um exemplo de protensão aplicada para a criação de novos consolos em 57 pilares conduzida por Voumard [1] através da aplicação do Método das Bielas como ferramenta de análise para o dimensionamento. Segundo Almeida [2], a protensão tem como vantagem em relação as outras técnicas, o caráter ativo, uma vez que esta é a única capaz inserir forças ativas ao sistema. Ao contrário das outras técnicas, não é necessário que o elemento reforçado se deforme para que o reforço pretendido comece a atuar no sistema, o que é uma grande vantagem.

Um sistema de protensão é composto basicamente pelo concreto, aço, dispositivos de ancoragem e bainhas corrugadas. Diferentemente do concreto armado tradicional que faz uso de barras rígidas, os aços utilizados nos sistemas de protensão podem ser compostos por fios trefilados, cordoalhas ou barras de aço.

Os dispositivos de ancoragem dos fios e cordoalhas, são normalmente compostos por cunhas ranhuradas que impedem que os fios retornem a sua posição original após tracionados. Normalmente as cunhas de ancoragem em sistemas de pós-tensão sofrem uma acomodação/cravação que acaba provocando uma perda de aproximadamente 6 mm no alongamento inicial das cordoalhas. Dessa maneira, a aplicação de reforço de consolos com a utilização de cordoalhas seria a princípio inviável, uma vez que



Figura 1
Consolo reforçado com manta de fibra de carbono: a) situação inicial, b) reforço finalizado

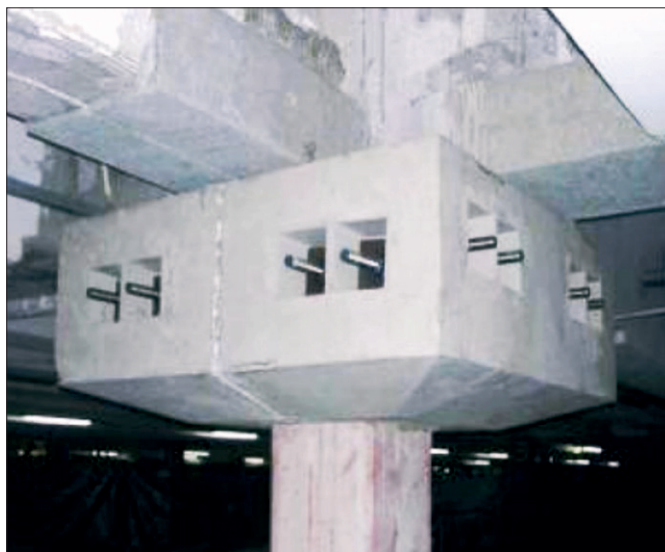


Figura 2
Consolo reforçado com protensão

Fonte: Voumard [1]

a perdas por acomodação poderiam ser da ordem de grandeza da deformação aplicada em vista do curto comprimento do consolo. Por este motivo para a pós-tensão de elementos de pequeno comprimento, como os consolos, recomenda-se o uso de barras roscadas e placas de ancoragem, tendo-se em vista que esse sis-

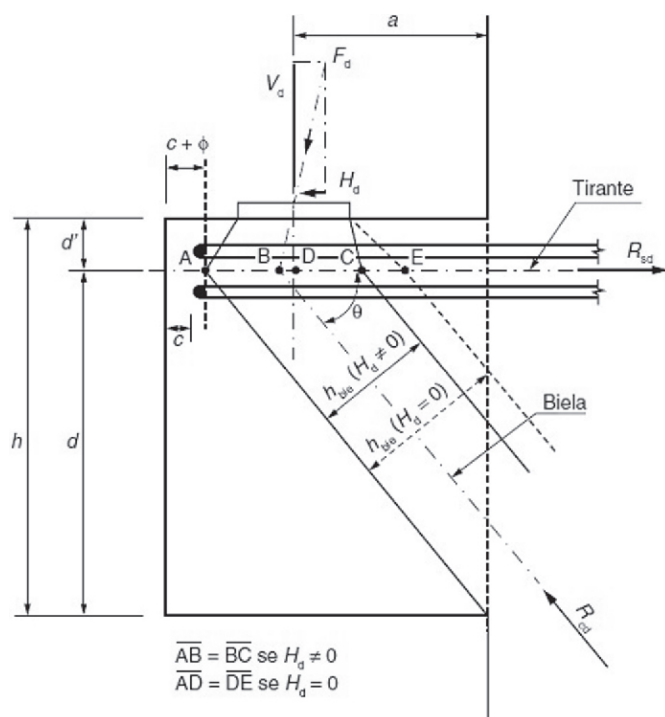


Figura 3
Modelo de escoras e tirantes recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 [7]

tema não está sujeito às perdas de acomodação existentes nos sistemas de pós-tensão com encunhamento.

Apesar da protensão ser uma possibilidade interessante para o reforço de consolos ainda não há um número substancial de pesquisas experimentais na área, destacando-se entre as poucas publicações aquelas produzidas por Godycka [3] e Lachowicz e Godycka [4].

Godycka [3] estudou o comportamento de consolos em concreto armado submetidos a uma carga inicial, capaz de originar as primeiras fissuras inclinadas. Na sequência, os consolos foram descarregados e reforçados por duas barras roscadas, instaladas externamente aos consolos e ancoradas em placas de aço.

Lachowicz e Godycka [4] estudaram o comportamento de consolos em concreto, que possuíam como armaduras de tirante duas barras roscadas de protensão, instaladas em tubos de pvc que foram previamente posicionados à concretagem dos consolos. Diferentemente do trabalho de Godycka [3], o tirante dos consolos foi constituído apenas pelas barras roscadas, e não por barras roscadas e armaduras passivas.

Em ambos os trabalhos a técnica de reforço utilizada, foi a instalação posterior à concretagem dos consolos, de barras roscadas ancoradas em placas de aço, as quais foram tracionadas através da aplicação de torque em suas porcas. Esta metodologia é muito semelhante a utilizada por Fernandez [5] para o reforço de vigas que necessitavam de estribos adicionais, onde foram instaladas barras roscadas externamente a alma da viga e através da mesa da laje, com aplicação de torque em porcas nas suas extremidades.

Dentro desse contexto, o presente trabalho procura apresentar a análise e dimensionamento de consolos de concreto armado reforçados com protensão externa, através da aplicação de modelos analíticos desenvolvidos com o auxílio do Método das Bielas, bem como através da aplicação de análises não-lineares aos ensaios experimentais conduzidos por Godycka [3].

2. Consolos curtos em concreto armado

O comportamento de um consolo em concreto armado pode ser definido a partir da relação entre o posicionamento do carregamento em relação à face do pilar e a altura útil do tirante principal, relação esta conhecida como a/d (ver Figura [3]). Caso a relação a/d seja inferior a 0,5 o consolo é normalmente classificado como muito curto e a teoria atrito-cisalhamento deve então ser aplicada para o dimensionamento/análise. Para consolos com relação a/d superior a 1,0, normalmente considera-se o mesmo com comportamento semelhante ao de uma viga engastada.

Os consolos curtos (relação a/d entre 0,5 e 1,0) por sua vez, podem ser considerados regiões descontínuas generalizadas ("Regiões D"), regiões estas onde a hipótese de distribuição linear ao longo da seção transversal não é válida. De maneira sucinta, pode-se dizer que "Regiões D" são originadas a partir de discontinuidades geométricas (aberturas em vigas e nós de pórtico) e estáticas (ações concentradas e reações) (Silva [6]).

Para o dimensionamento das "Regiões D" faz-se necessário conhecer o caminhamento das tensões internas na estrutura, o qual pode ser feito intuitivamente através do caminho das cargas ou através de análises numéricas/experimentais. A partir disso, o Método das Bielas (Silva [6], ABNT NBR 6118 [7]), Schlaich e Schafer

[8], Schlaich et al [9] e Souza [10]) pode ser aplicado e modelos de escoras e tirantes (representações discretas dos campos de tensão nos elementos estruturais) podem ser desenvolvidos. Nesse modelo, os elementos comprimidos (escoras) representam campos de tensões de compressão no concreto, enquanto os elementos tracionados (tirantes) representam campos de tração.

O comportamento típico de um consolo curto pode ser descrito por um modelo de escoras e tirantes que contemple o equilíbrio global da peça, onde, em um dos lados, o tirante se ancora na escora sob a carga externa, e no outro, se ancora no pilar. A escora inclinada vai do ponto de aplicação de carga até a face do apoio, fazendo uso de toda a altura disponível. De acordo com ABNT NBR 6118 [7], os seguintes aspectos são fundamentais para o adequado comportamento do consolo:

- Ancoragem adequada do tirante;
- Garantia do escoamento da armadura antes da ruptura do concreto, através da limitação da taxa de armadura do tirante;
- Verificação da resistência à compressão da escora ou do cisalhamento equivalente na face do apoio, garantindo que a ruptura frágil esteja afastada;
- Consideração das forças horizontais no dimensionamento dos consolos e o seu conseqüente efeito desfavorável na inclinação da resultante F_d (Figura [3]).

De acordo com a ABNT NBR 6118 [7], para a verificação da escora inclinada, pode ser considerado a abertura da carga sob a placa de apoio, conforme indicado na Figura [3], limitada a uma inclinação máxima de 1:2 em relação a vertical. Além disso, em seu capítulo sobre regiões especiais, a ABNT NBR 6118 [7] define os seguintes parâmetros para verificação das tensões máximas nas escoras e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (1)$$

(Escoras prismáticas ou nós CCC)

$$f_{cd2} = 0,60 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (2)$$

(Escoras atravessadas por mais de um tirante, ou nós CTT ou TTT)

$$f_{cd3} = 0,72 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (3)$$

(Escoras atravessadas por tirante único, ou nós CCT)

3. Análise não-linear de consolos curtos reforçados

De acordo com Cervenka e Cervenka [11], a análise não-linear pode eliminar a inconsistência observada atualmente nos códigos, onde a distribuição interna de forças é determinada mediante análises lineares e a quantificação das armaduras é feita tomando-se em conta o comportamento não-linear dos materiais. Na análise não-linear a redistribuição de forças devido ao comportamento não-linear dos materiais é levada em conta e as deformações e tensões resultantes satisfazem todas as leis da mecânica: equilíbrio de forças, compatibilidade de deformações e leis constitutivas dos materiais empregados.

Dessa maneira, o presente artigo procura apresentar os resultados e conclusões obtidas a partir de análise não-lineares conduzidas para consolos curtos apresentados nas Figuras [4] e [5] e ensaiados experimentalmente por Godycka [3]. Deve-se observar que foram simulados modelos de consolos convencionais bem como contemplando o reforço por meio de protensão externa. Além disso, deve-se observar que os autores já vêm aplicando a análise não-linear como ferramenta específica de análise do comportamento de consolos, inclusive reforçados, conforme pode-se constatar em Cunha et al [12], Souza [13] e Souza et al [14].

Os consolos ensaiados por Godycka [3] foram agrupados em 2 grupos. Os consolos do grupo 1 possuem relação $a/d = 1,0$ e foram nomeados como W1. Os consolos do grupo 2, com relação

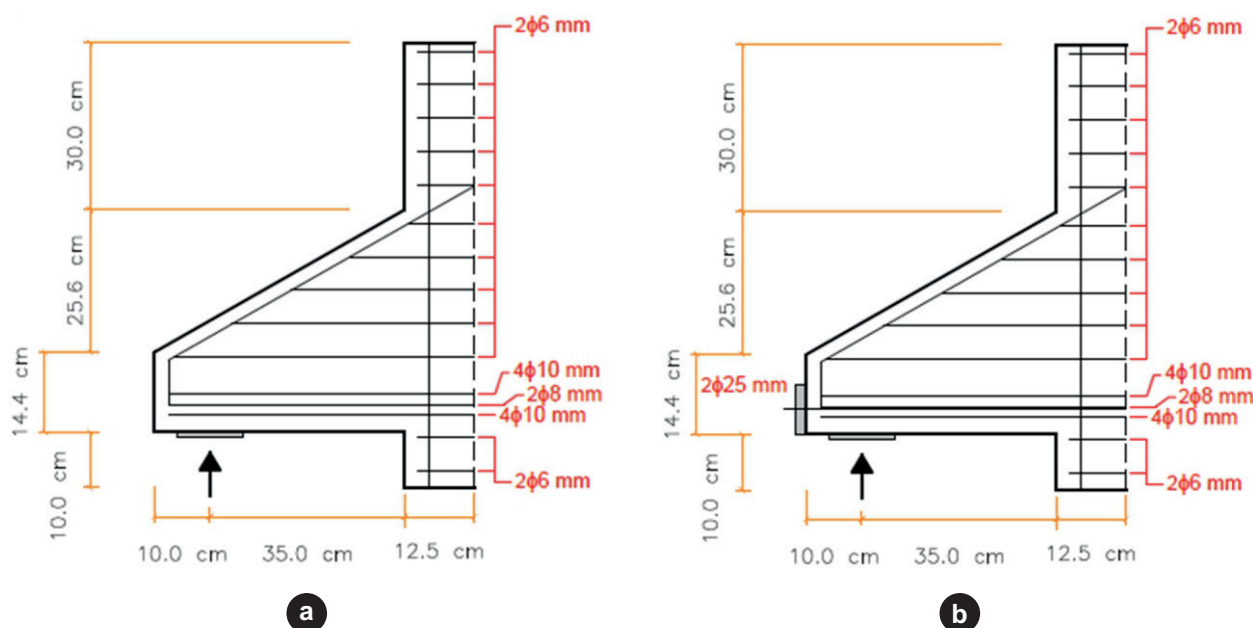


Figura 4
Detalhes e geometria dos consolos: a) W1-4, b) W1-2

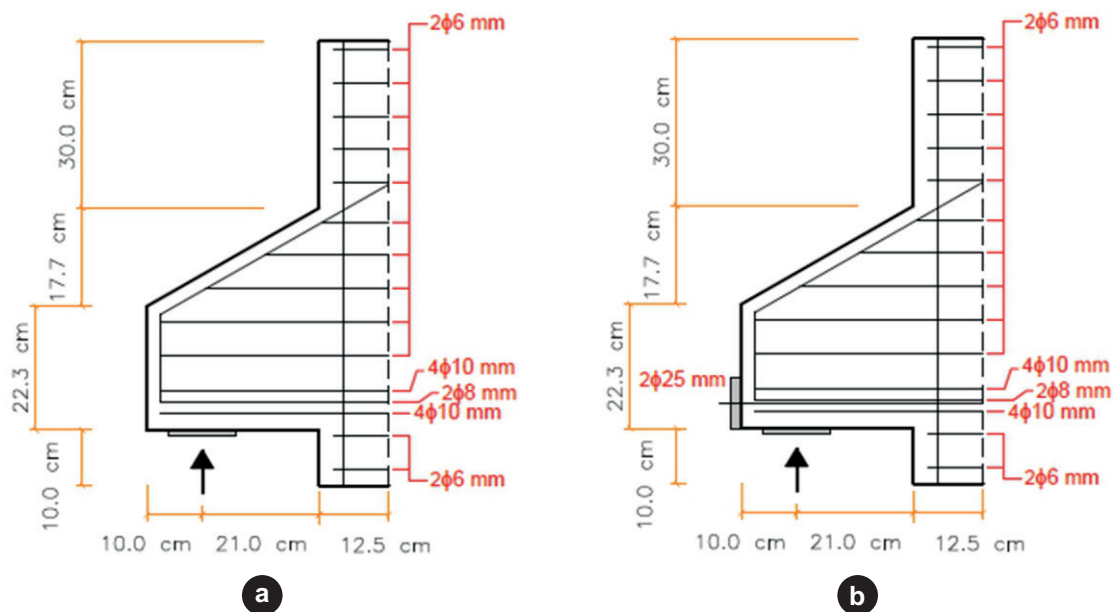


Figura 5
 Detalhes e geometria dos consolos: a) WII-4, b) WII-2

$a/d = 0,6$ foram nomeados como WII. Dentro de cada grupo, foram ensaiados 2 consolos. O primeiro consolo ensaiado de cada grupo foi analisado em uma única etapa de carregamento, até a ruína, sem a presença de barras externas de reforço (Figuras [4.a] e [5.a]). Já o segundo consolo foi analisado em duas etapas de carregamento, sendo a primeira etapa interrompida na fase de fissuração para reforço com duas barras externas (Figuras [4.b] e [5.b]) e a segunda etapa prosseguiu até a ruína. Para os consolos

de cada grupo que receberam barras externas de protensão foi inserido o sufixo 2 após o seu nome, e para os consolos que não receberam barras externas de protensão o sufixo 4, conforme nomenclatura de Godycka [3]. Para a análise numérica dos consolos utilizou-se o programa ATENA2D, cujos detalhes podem ser encontrados em Cervenka et al [15]. ATENA2D é um programa voltado para o estudo de estruturas de concreto armado, capaz de realizar análises não-lineares

Tabela 1
 Parâmetros de resistência do material SBeta

Parâmetro	Fórmula
Resistência cilíndrica	$f'_c = -0,85 * f'_{cu}$
Resistência a tração	$f'_t = 0,24 * f'_{cu}^{\frac{2}{3}}$
Módulo de elasticidade inicial	$E_c = (6000 - 15,5 * f'_{cu}) * \sqrt{f'_{cu}}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Abrandamento a compressão	$w_d = -0,0005 \text{ mm}$
Modelo de abrandamento a tração	1 - exponential, based on G_F
Resistência a compressão no concreto fissurado	$c = 0,8$
Enrijecimento sob tração	$\sigma_{st} = 0$
Fator de retenção ao corte	Variável (item 2.1.7)
Função modelo sob tração e compressão	Linear
Energia de fratura G_f de acordo com VOS 1983	$G_F = 0,000025 f'_t{}^{ef} \text{ [MN/m]}$
Fator de orientação para localização da deformação	$\gamma_{max} = 1,5 \text{ (item 2.1.3)}$

Fonte: CERVENKA, JENDELE E CERVENKA [15]

através da aplicação do Método dos Elementos Finitos. Nele é possível obter o modo de ruptura, a fissuração das estruturas e o escoamento das armaduras.

Na realização das análises não-lineares, o ATENA2D faz uso do modelo constitutivo SBETA para o concreto, o qual possui 20 parâmetros (Tabela [1]) de resistência que podem ser especificados pelo usuário ou definidos automaticamente a partir de expressões normativas. As armaduras passivas foram modeladas como embebidas, enquanto as barras de reforço (externas) foram simuladas sem a consideração de aderência ao concreto, sendo consideradas ancoradas apenas nas placas de aço laterais. A Tabela [2] apresenta as características das barras utilizadas, sendo que se considerou um modelo bilinear.

O Método de Newton-Raphson foi aplicado no esquema de solução do sistema não-linear e as condições de contorno e propriedades dos materiais foram definidas de maneira a simular apropriadamente os ensaios experimentais de Godycka [3].

A malha de elementos finitos dos consolos foi gerada a partir da definição de 6 macro-elementos, do tipo quadrilateral com tamanho médio de 3 cm, usufruindo das condições de simetria, que por sua vez reduzem drasticamente o número de elementos e possibilitam uma convergência mais veloz das respostas. A malha final utilizada para os consolos WI ficou composta por 289 elementos finitos e 596 nós, enquanto os consolos WII ficaram com 284 elementos e 564 nós.

A Figura [6] apresenta o mapa de tensões do consolo WI-4 (150 kN) e consolo WII-4 (275 kN) para a carga experimental de formação das primeiras fissuras inclinadas. Como ambos os consolos possuem a mesma taxa de armadura, constata-se que o consolo WII-4 (275 kN) fissura sob tensões superiores ao consolo WI-4 (150 kN) devido a diferenças de geometria, ou seja, uma menor

Tabela 2

Tensões de escoamento de acordo com o diâmetro da barra de aço

Material	Tensão de escoamento (MPa)	Encruamento
φ 32 mm	390	Não
φ 25 mm	396	Não
φ 10 mm	493	Sim
φ 8 mm	483	Não
φ 6 mm	291	Não

relação a/d faz com que as tensões necessárias para a formação das primeiras fissuras sejam maiores.

A Figura [7] apresenta uma comparação da fissuração do consolo WI-4 e WI-2 para um carregamento de 150 kN. Conforme pode ser observado, a aplicação de protensão externa acarretou uma diminuição do número de fissuras e tamanho de aberturas no consolo WI-2. A largura das aberturas foi por volta de 10 vezes menor do que as do consolo WI-4. Para o consolo WII-2 a aplicação da protensão também diminuiu o número de fissuras, porém o tamanho das principais aberturas foi da ordem 2,5 vezes menor do que as do consolo WII-4.

Ambos os consolos, WI-4 e WII-4, apresentaram as principais fissuras no ponto de encontro da face superior do consolo com o pilar. Com a aplicação da protensão externa nos consolos WI-2 e WII-2, as principais fissuras não mais ocorreram no encontro do consolo com o pilar, e sim na região da escora comprimida. Esta situação não seria a princípio interessante, por se tratar de uma ruína no concreto antes do escoamento da armadura (ruptura

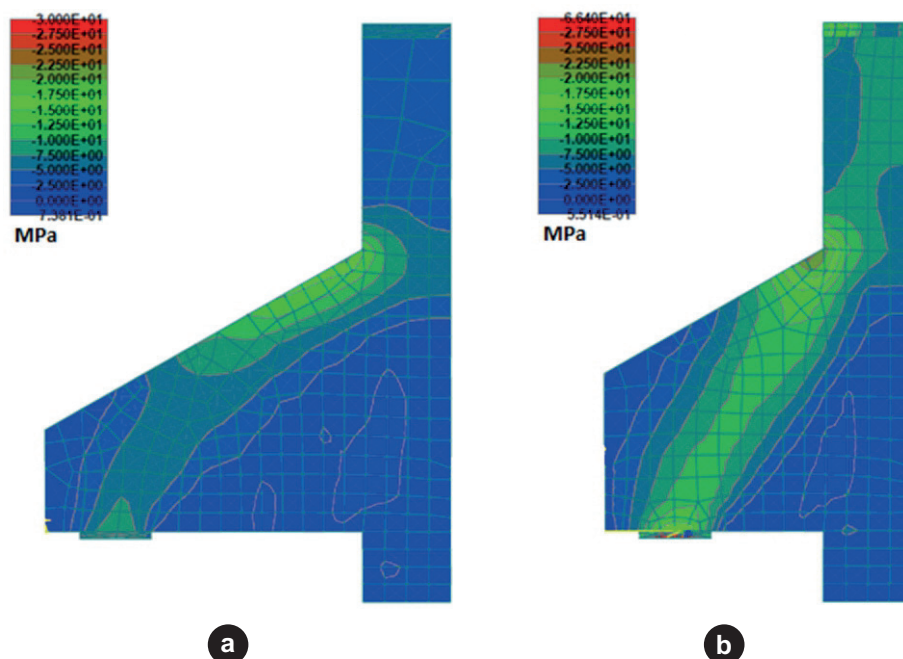


Figura 6

Mapa de tensões dos consolos: a) WI-4 (150 kN), b) WII-4 (275 kN)

frágil). No entanto, deve-se observar que nos ensaios de Godycka [3] o objetivo era justamente obter a ruína pelas escoras e não pelas barras externas protendidas.

A Figura [8] apresenta a comparação das fissuras obtidas através da análise não-linear e as fissuras experimentais obtidas por Godycka [3] para o consolo WII-4. Comparando ambos os mapas

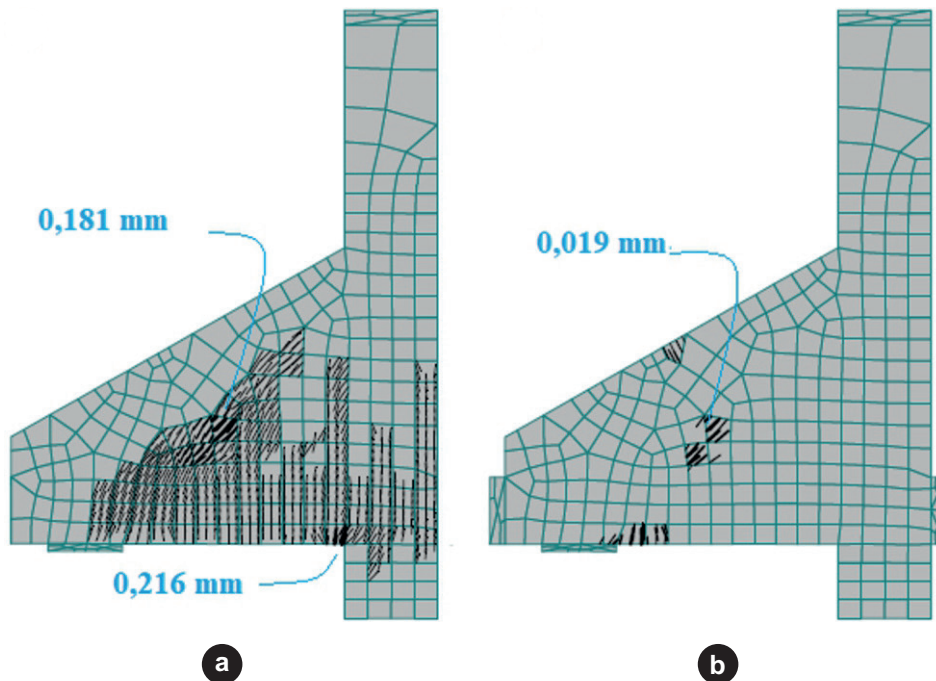


Figura 7
Fissuração dos consolos: a) WI-4 (150 kN), b) WI-2 (150 kN)

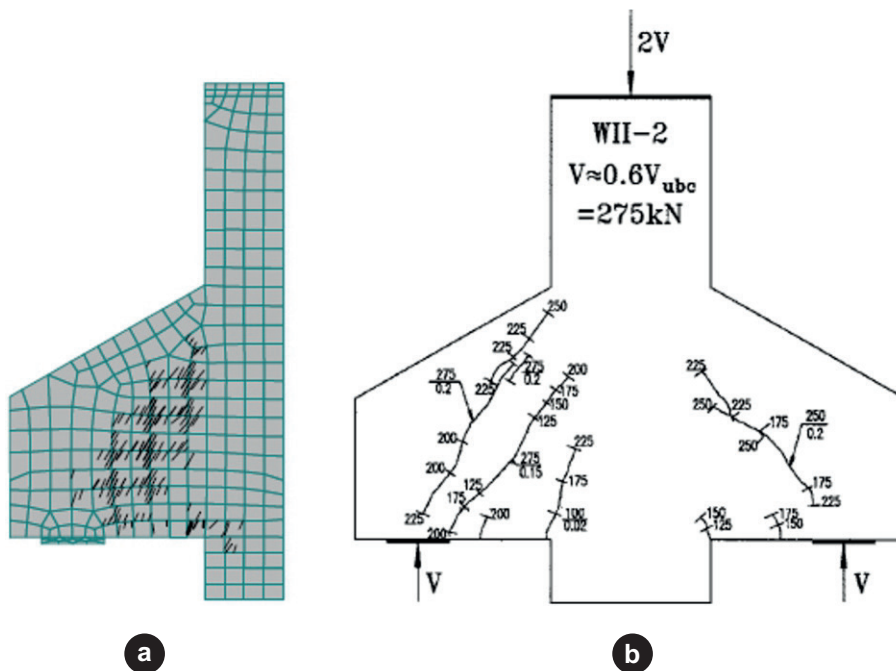


Figura 8
Fissuração do consolo WII-4: a) análise numérica não-linear, b) experimental

Fonte: Adaptado de Godycka [3]

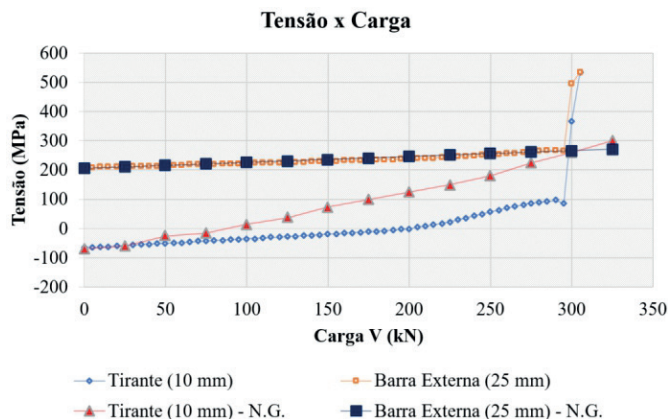


Figura 9

Tensões nas armaduras do tirante e barras externas do consolo WI-2

Source: Adaptado de Godycka [3]

de fissuração, pode-se dizer, que a análise não-linear conseguiu prever de forma adequada a fissuração do consolo WII-4, inclusive em relação às aberturas. Esta situação ocorreu para os consolos WI-4 e WII-4, porém para os consolos WI-2 e WII-2 não foi possível realizar esta comparação devido a falta dos panoramas de fissuração no trabalho de Godycka [3].

O gráfico da Figura [9], apresenta o desenvolvimento das tensões nas armaduras do tirante principal e barras externas do consolo WI-2, de acordo com a carga aplicada. A determinação das tensões através da análise não-linear ficou bem próxima a experimental para as armaduras externas, porém para as armaduras do tirante interno a diferença de tensão auferida foi da ordem de 100 MPa dependendo da carga aplicada, ou seja, a determinação das tensões nas armaduras internas do consolo, através da análise não-linear, não conduz a valores próximo aos experimentais.

A sequência de carregamento dos consolos WI-4 e WII-4 (consolos sem reforço), consistiu na aplicação de passos de carga de 5 kN até a ruptura dos mesmos. Para o consolo WI-2 foi utilizada a seguinte sequência de carregamento: aplicação de 30 passos de carga de 5 kN (carga onde ocorreram as primeiras fissuras inclinadas experimentais), aplicação de uma carga de 150 kN no mesmo ponto e de sentido contrário ao de carregamento, aplicação de uma força de protensão no valor de 206,1 kN nas barras de 25 mm; aplicação de passos de carga até a ruptura (Figura [10]).

Para o consolo WII-2 foi utilizada a seguinte sequência de carregamento: aplicação de 55 passos de carga de 5 kN (carga onde ocorreram as primeiras fissuras inclinadas experimentais), aplicação de uma carga de 275 kN no mesmo ponto e de sentido contrário ao de carregamento, aplicação de uma força de protensão no valor de 206,1 kN nas barras de 25 mm; aplicação de passos de carga até a ruptura (Figura [10]).

A carga de ruptura prevista, através da análise não linear, para os consolos WI-4, WI-2, WII-4 e WII-2 foi de 245 kN, 305 kN, 360 kN e 460 kN respectivamente, como pode ser visto na Tabela [3]. Comparando estes valores com os experimentais encontrados por Godycka [3], observam-se diferenças entre 2% e 24% abaixo dos valores experimentais, o que é satisfatório, pois todas as deter-

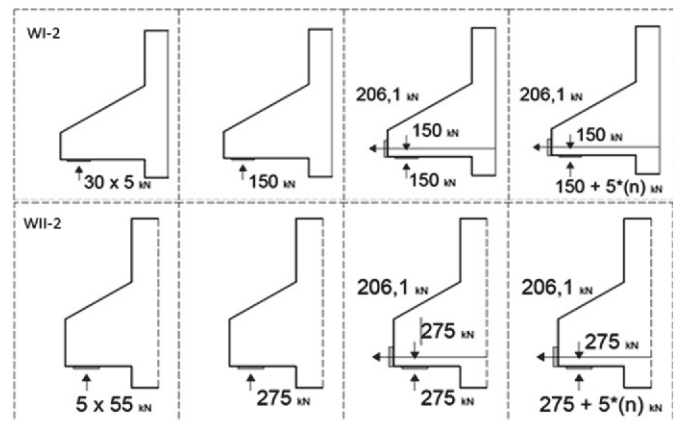


Figura 10

Dinâmica de carregamento dos consolos WI-2 e WII-2

minações ficaram a favor da segurança. A partir das análises numéricas efetuadas anteriormente, pode-se formular um modelo de escoras e tirantes para consolos convencionais ou reforçados com protensão externa, conforme a seguir.

4. Verificação analítica dos consolos reforçados

A determinação da capacidade de carga dos consolos curtos sem reforço WI-4 e WII-4 foi realizada de acordo com o modelo de escoras e tirantes proposto pela ABNT NBR 6118 [7] (Figura [3]). Os parâmetros de resistência utilizados para as escoras e nós foram os parâmetros normativos descritos no item 3 e recomendados pela ABNT NBR 6118 [7]. Com o intuito de realizar a comparação dos resultados com dados experimentais, foi utilizado um coeficiente de segurança unitário ($\gamma_c = 1$).

Para a determinação da capacidade de carga dos consolos WI-4 e WII-4 foi utilizado o seguinte procedimento: 1) definição da largura da escora considerando a abertura de carga sob a placa de apoio; 2) cálculo da força máxima atuando na escora a partir dos parâmetros de resistência; 3) equilíbrio das forças no nó superior; 4) verificação da tensão na armadura do tirante; 5) verificação das tensões nas faces dos nós superior e inferior; 5) definição da capacidade de carga. Esse foi um processo iterativo, onde, caso alguma verificação não fosse atendida, o equilíbrio das forças era refeito e as verificações da escora, nós e tirante novamente realizadas, até que fossem atendidas.

Para os consolos com protensão externa propõe-se um modelo formado por 2 escoras diagonais e um tirante, conforme ilustra a Figura [11]. O nó 1 pode ser considerado como sendo um nó do tipo CCT. Apesar da armadura externa se apoiar em placas por detrás do nó, deve-se lembrar que a armadura original tende a se ancorar no nó, provocando tração no mesmo. O nó 2, por sua vez, será um nó do tipo CCC e será formado pela confluência de 3 escoras.

A definição da largura da escora foi feita a partir das bordas das placas de ancoragem e da placa de carregamento, utilizando toda a altura disponível do consolo. A força de protensão aplicada nas barras externas seguiu a Equação [04], utilizada por Godycka [3].

$$P_s = 0,53 \cdot A_{ps} \cdot f_y \tag{4}$$

Em que:

P_s – Força de protensão;

f_y – Tensão de escoamento da barra;

A_{ps} – Área da armadura de protensão.

A capacidade de carga dos consolos WI-4 e WII-4 foi calculada em 182,56 kN e 271,79 kN respectivamente. Ambas cargas limite foram determinadas pela resistência da escora inclinada, e não acarretaram o escoamento das armaduras, o que do ponto de vista teórico, recomenda-se sempre fazer os tirantes escoarem antes das escoras ou regiões nodais entrarem em ruptura.

Para o consolo WI-2 o carregamento máximo calculado foi de 267,51 kN, sendo este dependente da resistência da escora inclinada. O aumento da largura efetiva da escora ocasionado pela placa de ancoragem das barras externas, conduziu a um carregamento superior em relação ao consolo WI-4, porém não alterou o modo de ruína do consolo. A presença de protensão externa no consolo WI-2 reduziu as forças nas armaduras do tirante interno de 345,11 kN para 139,01 kN.

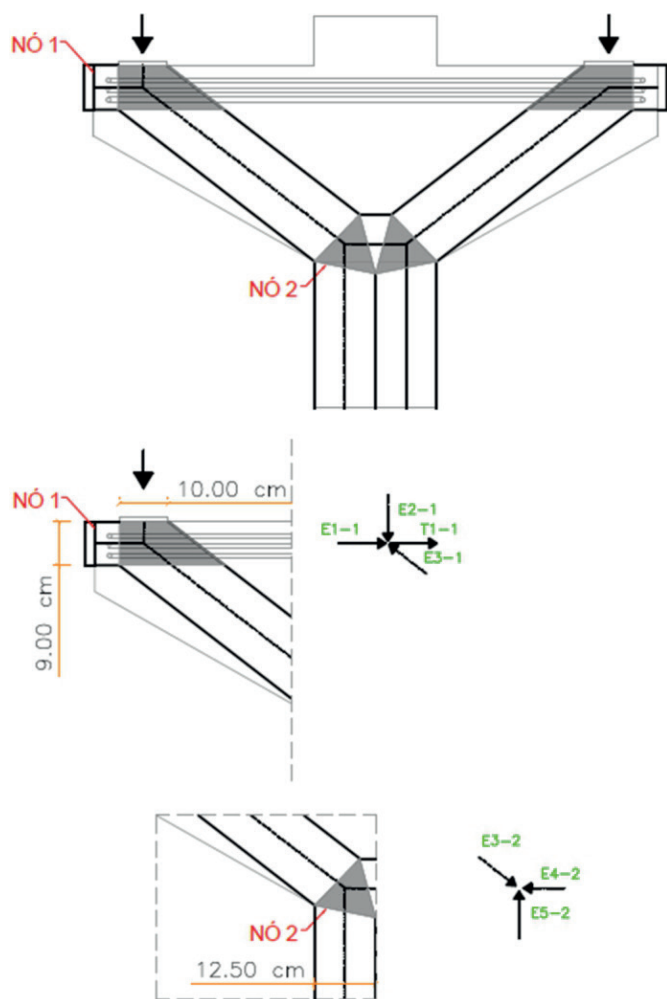


Figura 11
Modelo de escoras e tirantes proposto

Tabela 3

Capacidade de carga dos consolos: experimental, análise não-linear e modelo de escoras e tirante

Consolo	Experimental [3]	Análise não-linear	Modelo de escoras e tirantes
WI-4	250 kN	245 kN (-2%)	183 kN (-27%)
WI-2	350 kN	305 kN (-13%)	268 kN (-23%)
WII-4	475 kN	360 kN (-24%)	272 kN (-43%)
WII-2	525 kN	460 kN (-12%)	340 kN (-35%)

Fonte: Adaptado de Godycka [3]

A capacidade de carga calculada para o consolo WII-2 foi de 339,85 kN. Da mesma forma que para o consolo WI-2, o aumento da largura da escora inclinada não impediu que a falência do consolo ocorresse por esmagamento do concreto. A verificação do nó 1 demonstrou que tensões muito próximas ao limite de resistência ocorreram. Já para o nó 2, as tensões ficaram abaixo do limite normativo. A presença de protensão externa reduziu as tensões nas armaduras do tirante interno de 284,12 kN para 78,02 kN, o que acentuou a ruína do consolo por esmagamento do concreto, tendo em vista que as armaduras estão sendo menos solicitadas. A Tabela 3 apresenta uma comparação das capacidades de carga determinadas utilizando análises não-lineares, modelos de escoras e tirantes e capacidades obtidas experimentalmente por Godycka [3].

Os valores obtidos através do método das escoras e tirantes com base nos parâmetros da ABNT NBR 6118 [7], divergiram entre 23% a 35% abaixo dos valores experimentais, demonstrando que a determinação da capacidade de carga pelo Método das Bielas é adequada, uma vez que todos os valores ficaram a favor da segurança.

5. Conclusões

O reforço de consolos através da instalação de barras externas pós-tensionadas trata-se de uma alternativa técnica viável e eficaz, capaz de aumentar a capacidade de carga de consolos e diminuir as suas fissurações.

As análises não-lineares demonstraram que o desenvolvimento das tensões nos consolos curtos, podem ser representadas por uma escora inclinada e um tirante, mesmo para os consolos que receberam barras externa pós-tensionadas. No entanto, deve-se observar que, na situação de dimensionamento, deve-se sempre buscar um modo de ruína dúctil, caracterizado pelo escoamento dos tirantes antes da ruína das escoras ou regiões nodais. Para os resultados experimentais em questão, obtidos de Godycka [3], havia uma intenção de ruptura iniciada pelas escoras, o que realmente se concretizou.

A fissuração dos consolos foi influenciada pela protensão externa, a qual alterou a localização de ocorrência das maiores fissuras. O tamanho das aberturas de fissuras também foi alterado, sendo por volta de 10 vezes menores, dependendo da relação a/d, quando comparadas as fissuras dos consolos sem protensão.

A determinação da capacidade de carga de consolos através de análise não-linear foi eficaz, conduzindo a valores entre 2 e 24 % abaixo dos valores obtidos experimentalmente. Esse fato demonstra que a análise não-linear pode conduzir a valores a favor da segurança para as cargas limite (fissuração, escoamento e ruptura), servindo como um verdadeiro laboratório virtual para a verificação de estruturas especiais cujo comportamento fuja do convencional. A determinação da capacidade de carga pelo Método das Bielas com base nos parâmetros da ABNT NBR 6118 [7] conduziu a valores menores do que aqueles obtidos experimentalmente, mesmo com a utilização de $\gamma_c = 1$. Caso sejam aplicados os coeficientes de segurança, o nível de segurança será ainda maior, possivelmente garantindo o bom desempenho em serviço, uma dúvida frequente quando da aplicação do Método das Bielas.

6. Referências bibliográficas

- [1] VOUMARD, J. M.. Precast Corbels Fitted to Columns. *Fib Bulletin* 61: Design examples for strut-and-tie models. 2011.
- [2] ALMEIDA, T. G. M. Reforço de vigas de concreto armado por meio de cabos externos protendidos. 2001. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 201f.
- [3] GODYCKA, N. K. Behavior of corbels with external prestressing bars – experimental study, *ACI Structural Journal*, V. 96, N. 6, p. 1033-1039, 1999.
- [4] LACHOWICZ, M.; NAGRODZKA-GODYCKA, K. Experimental study of the post tensioned prestressed concrete corbels. *Engineering Structures*, [s.1], v. 108, p. 1-11, fev. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.007>.
- [5] FERNANDEZ, M. C. L. Reforço de vigas t com estribos externos pré-tracionados. 1997. Rio de Janeiro. Dissertation (Masters) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- [6] SILVA, R. C. Concreto armado: aplicações de modelos de bielas e tirantes, 1991. Dissertation (Masters) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 202f.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [8] SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models. *The Structural Engineer*, v. 32, n. 6, p. 113-125, 1991.
- [9] SCHLAICH, J.; SCHAFFER, K; JENNEWEIN, M. Toward a consistente design of structural concrete. *PCI Journal*, v. 32, n. 3, p. 74-150, 1987.
- [10] SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. 2004. Thesis (Doctorate) – Universidade de São Paulo. 442f.
- [11] CERVENKA, V. ; CERVENKA, J.. “Computer Simulation as a Design Tool for Concrete Structures”. In: ICCE-96, “The Second International Conference in Civil Engineering on Computer Applications, Research and Practice”, 1996.
- [12] CUNHA, R. M. F. ; KUCHMA, D. A. ; EL DEBS, M. K. ; SOUZA, R. A.. Numerical analysis of reinforced high strength concrete corbels. *Engineering Structures*, v. 74, p. 130-144, 2014.
- [13] SOUZA, R. A.. Experimental and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Corbels Strengthened with Fiber Reinforced Polymers. In: Nenad Bicanic; René de Borst; Herbert Mang & Günther Meschke. (Org.). *Computational Modelling of Concrete Structures*. 1ed. Leiden, Netherlands: CRC Press/Balkema, 2010, v. 1, p. 711-718.
- [14] SOUZA, R. A.; TRANALLI, P. P. ; BITTENCOURT, T. N. ; MARTIN, G. G. . Análise Experimental e Analítica de Consolos Curtos de Concreto Armado Reforçados com Fibras de Carbono. In: 48 Congresso Brasileiro do Concreto, 2006, Rio de Janeiro. Congresso Brasileiro do Concreto, 2006.
- [15] CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. *Atena program documentation – part 1: theory*. Prague, 2016.

Design of deep pile caps by strut-and-tie models

Dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas com auxílio de modelos de bielas e tirantes

D. M. SANTOS ^{a,b}
danielmiranda@usp.br
<https://orcid.org/0000-0002-9927-8138>

M. L. CARVALHO ^{a,c}
mth.carvalho@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-4710-1250>

F. R. STUCCHI ^{a,b}
fernando.stucchi@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4149-0985>

Abstract

There are many methods for designing pile caps, but there is still no consensus on which one provides the best approach for the practical engineers. In Brazil, many structural designers use the classical Blévoit method; however, the applicability of the method has been questioned after the revision of the NBR 6118 standard for design of concrete structures in 2014. To support structural designers, a strut-and-tie model has recently been developed that relates the classical method to the most current concepts of strut-and-tie models. The theoretical bearing capacity of four-pile cap obtained through several strut-and-tie models are compared with experimental tests. The results show that this recently developed model is suitable for the design of deep pile cap.

Keywords: pile caps, strut-and-tie models, design, reinforced concrete.

Resumo

Existem muitos métodos de dimensionamento de blocos de fundações, mas ainda não há consenso sobre qual método fornece a melhor abordagem para o engenheiro de projetos. No Brasil, muitos projetistas de estruturas utilizam o método clássico de Blévoit, no entanto, com a revisão da norma NBR 6118 de projeto de estruturas de concreto em 2014, o meio técnico tem sido confrontado com dúvidas quanto a aplicabilidade desse método pela regulamentação vigente. De forma a contribuir com o tema, recentemente foi desenvolvido um modelo de bielas e tirantes que relaciona o método clássico com os conceitos mais atuais de modelos de bielas e tirantes. As resistências teóricas de blocos sobre 4 estacas obtidas através de vários modelos de bielas e tirantes são comparadas com ensaios experimentais. Os resultados obtidos mostram que o modelo recentemente desenvolvido é adequado para o dimensionamento de blocos rígidos.

Palavras-chave: blocos de fundação, modelos de bielas e tirantes, dimensionamento, concreto armado.

^a University of São Paulo, Polytechnic School, São Paulo, SP, Brazil;

^b EGT Engineering, São Paulo, SP, Brazil;

^c França and Associated Structural Design, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introduction

Pile caps are tridimensional structural elements whose function is to transfer the forces in the column to a set of piles. These elements generally have low flexural reinforcement ratio and with no shear reinforcement within them. The lack of stirrups makes the structural behavior of the pile caps complex and highly dependent on the tensile strength of the concrete and on the confinement of plain concrete.

Currently, national and international standards or codes (e.g. [4] and [19]) permit two different provisions for designing pile caps: one based on sectional analysis and the other on strut-and-tie models (STM). The first is the same sectional approach used for two-way slabs, while the second is based on the complete flow of forces within the pile caps using strut-and-tie models.

The approach by strut-and-tie models is generally recognized as the most appropriate for pile-caps design. Figure 1 shows a strut-and-tie model for four-pile caps.

The revision of NBR 6118 [4] in 2014 added specific rules for the design of concrete structures by strut-and-tie models. However, the design strength of concrete struts and the design values of the compressive stress within nodes by this standard (established for the design of plane elements) are lower than those prescribed in the most widely used method in Brazil, known as Blévoit or classical method (Blévoit and Frémy [1]), raising some doubts and difficulties in the technical community because of the conservatism in using such method with the resistance limits of NBR 6118 [4].

For the reason mentioned above, it increased the interest of structural engineers in the Fusco Method [5], which maintains, with small changes, the well-established practice by the classical method. Although the Fusco Method [5] can be considered a consistent adaptation of the Blévoit method and allows using the prescriptions of NBR 6118 [4] without exaggerating in conservatism, it does not

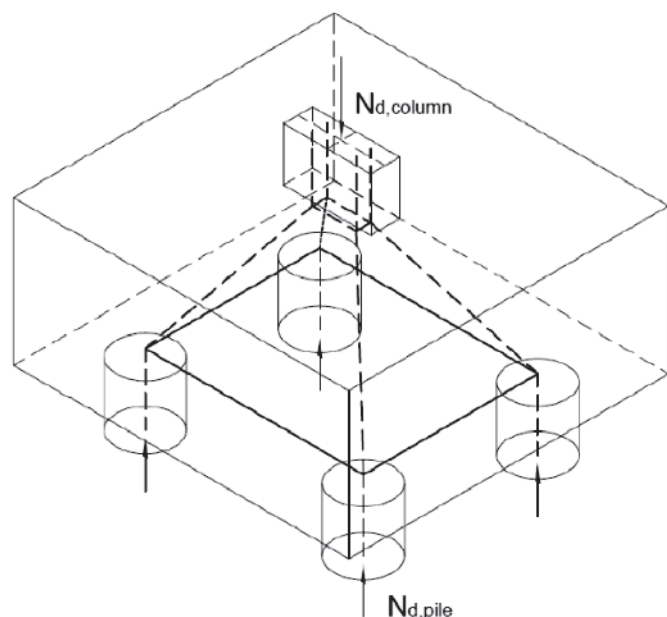


Figure 1
Three-dimensional truss model for four-pile cap

follow the modern concepts of strut-and-tie models (Schlaich et al. [20] and stress fields (Muttoni et al. [21])).

In order to align the normative prescriptions with the design methods of pile caps, a new method was developed and presented by Santos et al. [3]. This method is based on a strut-and-tie model that mixes the classical and the Fusco methods in a consistent way following the modern concepts of strut-and-tie models and stress fields.

In this paper, some design methods of pile caps by strut and tie models are reviewed. The newly developed model by Santos et al., [3] is discussed and results from tests are reviewed and compared with predictions from the different design methods. This comparative study also indicates the suitability of the recently developed model, and possible improvements are outlined.

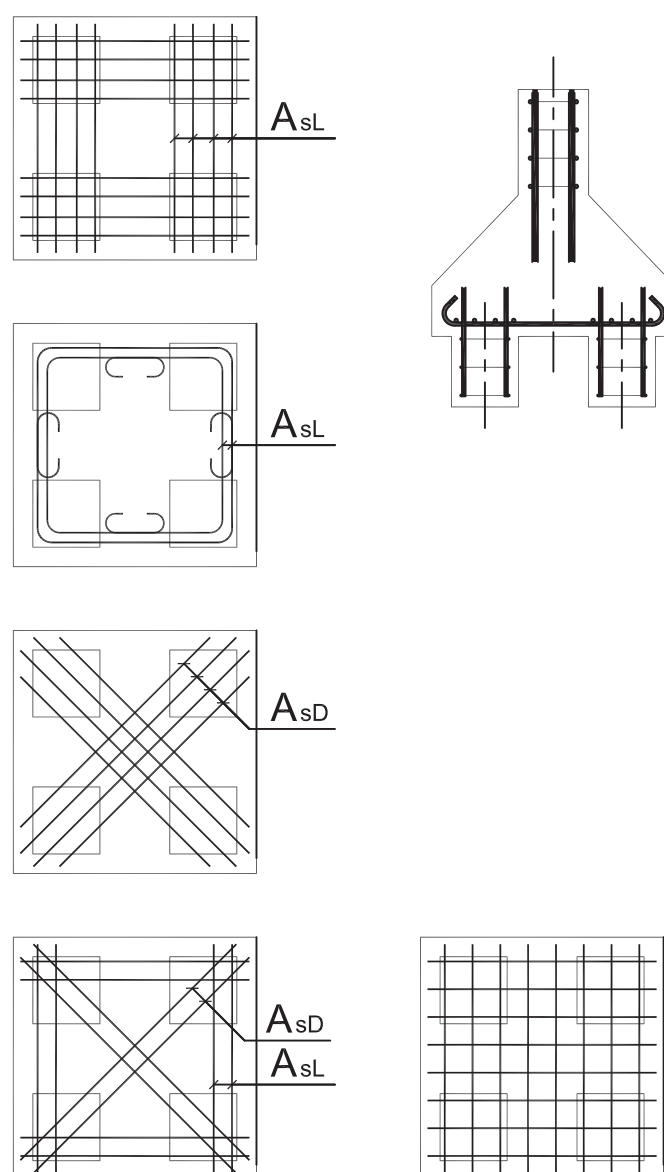


Figure 2
Reinforcement layouts tested by Blévoit e Frémy [1] for four-pile caps (adapted from [1])

2. Experimental data

There are several experimental test data on the bearing capacity of pile caps in the technical literature. A brief summary of these test results is presented.

The tests most known in Brazil were carried out by Blévoit and Frémy [1] who tested 116 pile caps with various features. There were 59 four-pile caps, 45 three-pile caps and 12 two-pile caps. Additionally, 94 tests at reduced-scale and 22 tests at full-scale. From the tests results and the strut-and-tie model proposed by M. Lebellet for designing footings, these researchers proposed a simplified strut-and-tie model for designing pile caps. This model is well established in Brazil and widely used by structural design offices. Figure 2 shows the different reinforcement arrangements used in four-pile caps tests. Blévoit and Frémy [1] noted that the four-pile caps with grid reinforcement arrangement had less bearing capacity than a similar pile cap with bunched square layout (in the case of four-pile caps, they observed 20% less bearing capacity). This finding, reproduced by other researchers (Clarke [9], Suzuki et al. [10]), shows the effectiveness of the strut-and-tie models over the sectional method (CEB-FIP Bulletin 73 [2]), because the STM indicates that the tension forces are concentrated over the piles.

Clarke [9] tested 15 four-pile caps. The arrangement of the reinforcements and the anchorage of the bars were the main parameters studied. He also observed that the bearing capacity of pile caps is smaller with grid reinforcement patterns.

The experimental campaign of Blévoit and Frémy [1] and Clarke and [9] did not use strain gauges in reinforcement or in the concrete. On the one hand, there is uncertainty about the existence of other factors that negatively influence the bearing capacity of the pile caps, such as insufficient bar anchorage. On the other hand,

these tests are extremely important, since there are few pile caps test data with instrumented bunched square layouts.

Adebar, Kuchma and Collins [6] tested 5 four-pile caps. The specimens had piles with different distances from the column, which increased the uncertainties in the distribution of the pile forces and, consequently, in the design of the reinforcements. To solve the issue, the researchers assumed that the column load would be equally shared among all the piles. However, this hypothesis was not observed by the measurements made throughout the test. Nevertheless, the experimental campaign was instrumented, and some of the results are valuable for studying the behavior of pile caps.

Adebar, Kuchma and Collins [6] measured the longitudinal strains on the top surfaces across the widths of the pile caps. The objective was to investigate the assumption of the sectional method that the full width of the pile cap uniformly resists the applied bending moment, i.e., the compression on the top surfaces would be uniform. The measured strains showed that, even though the flexural reinforcement was yielding and the pile cap was very close to failure, the compressive strains on the top surface remained relatively low ([6]). Moreover, the distribution of the strains was very different from the hypothesis of uniformity, indicating that the compressive stresses due to the bending moment were resisted mainly by the central portion of the pile cap, i.e., by the compressed node below the column, as suggested by strut-and-tie models.

Suzuki, Otsuki and Tsubana ([10] and [11]), Suzuki, Otsuki and Tsuchiya ([12]) and Suzuki and Otsuki ([13]) tested 94 four-pile caps. Most of these tests had a grid arrangement of the reinforcement, although bunched square layouts were observed to lead to higher strengths.

Cao [14] tested 18 four-pile caps with rectangular columns; one side had the same size as the width of pile cap. The tests used the grid reinforcement pattern.

Table 1

Selected tests performed by Blévoit e Frémy [1]

Nome	L ¹ (cm)	d ² (cm)	a _c ³ (cm)	a _{pile} ⁴ (cm)	A ⁵ (cm ²)	A _{sd} ⁶ (cm ²)	f _{vl} ⁷ (MPa)	f _{vd} ⁸ (MPa)	f _c ⁹ (MPa)	F _{test} ¹⁰ (tf)
4N2	120	64.95	50	35	24.13	19.63	278.5	300.3	37.10	658.00
4N2 ^{bis}	120	66.36	50	35	15.00	12.84	498.8	474.5	34.15	739.00
4N4	120	91.07	50	35	19.63	19.63	291.4	291.4	35.35	753.00
4N4 ^{bis}	120	91.95	50	35	12.84	12.84	486.4	486.4	42.30	875.00
2,2	42	27.65	15	14	-	4.52	-	355.0	32.82	81.00
2,3	42	26.94	15	14	1.57	2.25	290.5	333.5	31.60	74.00
3,1	42	18.08	15	14	2.01	-	469.0	-	32.10	47.50
1A,2 ^{bis}	42	27.00	15	14	-	5.48	-	492.3	33.25	117.75
1A,3	42	27.00	15	14	1.83	1.83	523.0	523.0	36.60	118.50
9,A1	42	47.39	15	14	4.52	-	459.0	-	27.27	120.00
9,A2	42	47.08	15	14	8.04	-	467.0	-	40.81	190.00
10,1a	42	22.62	15	14	4.52	-	446.0	-	34.60	85.00
10,1b	42	22.11	15	14	2.26	3.08	456.0	480.0	43.11	80.00
11,1a	42	27.16	15	14	4.52	-	311.0	-	26.88	56.25
11,1b	42	27.16	15	14	4.52	-	311.0	-	19.48	49.25
11,2a	42	28.48	15	14	3.14	-	444.7	-	30.86	55.75
11,2b	42	27.46	15	14	3.14	-	440.7	-	30.00	58.50

Source: Blévoit e Frémy [1]

¹ Distance between piles; ² Equivalent effective depth; ³ Dimension of the square column; ⁴ Dimension of the square pile; ⁵ Lateral reinforcement layout (Figure 3);

⁶ Diagonal reinforcement layout (Figure 3); ⁷ Yield strength of lateral reinforcement; ⁸ Yield strength of diagonal reinforcement; ⁹ Compressive strength of concrete;

¹⁰ Failure load.

Table 2

Selected tests performed by Clarke [9] and Susuki et al. [10]

Nome	L ¹ (cm)	d ² (cm)	a _p ³ (cm)	φ _{est} ⁴ (cm)	A _{st} ⁵ (cm ²)	f _{yl} ⁷ (MPa)	f _c ⁹ (MPa)	F _{ensai} ¹⁰ (tf)
Clarke [9]								
A2	60	40	20	20	5.00	410	27.2	142
A3	60	40	20	20	4.95	410	30.4	134
A5	60	40	20	20	5.00	410	26.6	140
A6	60	40	20	20	4.95	410	25.8	123
A8	60	40	20	20	5.00	410	27.2	151
Nome	L ¹ (cm)	d ² (cm)	a _p ³ (cm)	φ _{est} ⁴ (cm)	A _{st} ⁵ (cm ²)	f _{yl} ⁷ (MPa)	f _c ⁹ (MPa)	F _{ensai} ¹⁰ (tf)
Susuki et al. [10]								
BPC-20-1	54	15	30	15	2.85	413	21.9	51.9
BPC-20-2	54	15	30	15	2.85	413	19.9	52.9
BPC-25-1	54	20	30	15	3.57	413	18.9	81.8
BPC-25-2	54	20	30	15	3.57	413	22.0	81.3
BPC-20-30-1	50	15	30	15	2.14	405	29.8	50.0
BPC-20-30-2	50	15	30	15	2.14	405	29.8	49.5
BPC-30-30-1	50	25	30	15	2.85	405	28.9	103.9
BPC-30-30-2	50	25	30	15	2.85	405	30.9	102.9
BP-30-25-1	50	25	25	15	2.85	405	29.1	85.3
BPC-30-25-2	50	25	25	15	2.85	405	29.2	87.2

Source: Clarke [9] e Susuki et al. [10]

¹ Distance between piles; ² Effective depth; ³ Dimension of the square column; ⁴ Diameter of the pile; ⁵ Lateral reinforcement layout (Figure 3); ⁶ Yield strength of lateral reinforcement; ⁷ Compressive strength of concrete; ⁸ Failure load.

Several tests of two and three-pile caps were performed at the São Carlos School of Engineering of the University of São Paulo under the supervision of Prof. José Samuel Giongo (Munhoz [17], Barros [16], Miguel [15], among others).

Tables 1 and 2 show the main details of the selected tests. The experimental data was compared with the theoretical value obtained through the strut-and-tie models discussed below. Square four-pile caps with bunched reinforcement layout were chosen for this analysis. Additionally, the adopted minimum slope of diagonal strut, according to the Blévo method, was 33°. Comparisons with four-pile caps using grid arrangements are discussed in Carvalho [22].

3. Strut-and-tie models applied to pile caps

3.1 Blévo & Frémy [1]

Blévo & Frémy [1] present a simplified strut-and tie model according to Figure 3.

In this model, the vertical projection of the strut is the effective depth (d) and the horizontal projection (L_{proj}) is the distance from the center of the load portion in the column to the axis of the pile, i.e., $(\frac{L}{2} - \frac{a_c}{4})\sqrt{2}$ for four-pile caps. The tension force in the plane of the reinforcement is determined by:

$$F_{td} = N_{d,pile} \cdot \cot\theta \quad (1)$$

In which:

$$\cot\theta = \frac{L_{proj}}{d} \quad (2)$$

In the case of two-pile caps, F_{td} is the force in the reinforcement.

However, from the results from the tests, Blévo and Frémy [1] proposed an additional factor of 1.15 in order to avoid lower safety coefficients than those specified at the time. In the case of three-pile caps (or more piles), this factor does not exist, yet it is necessary to decompose F_{td} in the direction of the reinforcement.

Furthermore, to prevent the diagonal strut of concrete from crushing, [1] establishes the limits below:

$$\frac{N}{n \cdot A_p \cdot \sin^2(\theta)} \leq \alpha_B \cdot \sigma_{28} \quad (3)$$

$$\frac{N}{A_c \cdot \sin^2(\theta)} \leq \alpha_B \cdot \sigma_{28} \quad (4)$$

in which,

A_p – area of piles;

A_c – area of column;

θ – angle between axis of diagonal strut and the tension chord

in the plane of reinforcement ($\theta = \arctg \frac{d}{L_{proj}}$);

α_B – factor of 0.6 for two-pile caps, 0.75 for three-pile caps e 0.9 for pila caps with 3 or more piles;

σ_{28} – cylinder compressive strength of concrete at 28 days ($h = 2\theta$).

Equations (3) and (4) were adapted to the limit states safety format, resulting (in Brazilian practice) in the expressions below:

$$\sigma_{cd,p} = \frac{N_{d,p}}{A_p \cdot \sin^2(\theta)} \leq \alpha \cdot f_{cd} \quad (5)$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{N_{d,c}}{A_c \cdot \sin^2(\theta)} \leq \alpha \cdot f_{cd} \quad (6)$$

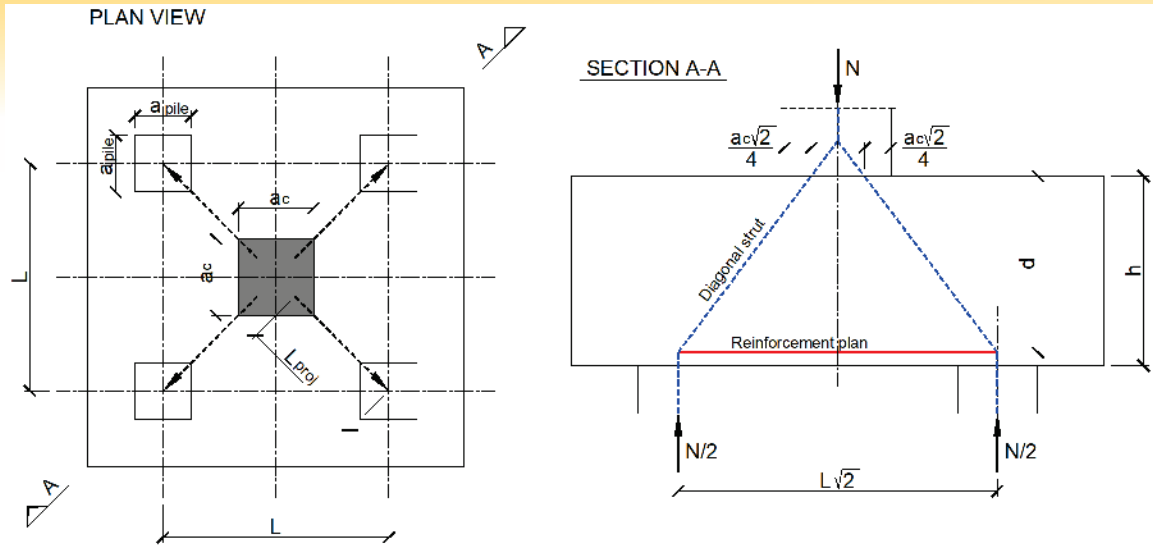


Figure 3
Classical strut-and-tie model for four-pile caps (BLEVOT e FRÉMY [1])

In which,
 $\sigma_{cd,p}$ – compressive design stress in concrete struts at the top of the piles;
 $\sigma_{cd,c}$ – compressive design stress in concrete struts at the base of the column;
 $N_{d,est}$ – design value of pile reaction;
 $N_{d,pilar}$ – design value of column load;
 α – factor equal to 1.4 for two-pile cap, 1.75 for three-pile cap and 2.1 for four-pile cap
 f_{cd} – design value of concrete compressive strength.
 According to [1], the applicability of the simplified strut-and-tie model is:

$$40^\circ < \theta < 55^\circ \tag{7}$$

The recommendation is $\theta \geq 45^\circ$.

3.2 Fusco [5]

The design method proposed by Fusco [5], in 1995, is based on strut-and-tie models, in principle, very similar to the Blévoť and Frémy [1] method. This method differs from the classical method in a fundamental point: the geometry of the nodes and, consequently, in the verification of safety against crushing of the concrete strut. Moreover, [5] argues that the direct strut can be formed if the minimum inclination angle of the diagonal strut (θ) is 26.6° ($\arctg 1/2$), but, for safety reasons, recommends the minimum angles of 33.7° ($\arctg 2/3$).

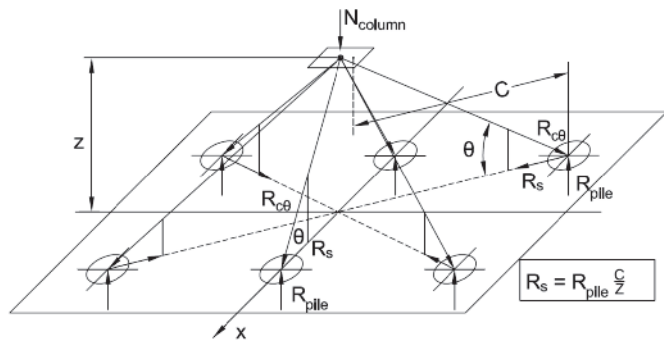


Figure 4
Basic behavior of pile caps (FUSCO [5])

The geometry of the node at the base of the column assumes a 63.4° spreading load (see Figure 5). Additionally, for the design of the pile cap, [5] considers that the column load is the design compression resistance of the column. In addition, [5] defines a depth x of the top node in which the vertical stress in the spreading area is equal to:

$$\sigma_{c2d,c} = \frac{N_{d,c}}{A_{c,sp}} = \frac{N_{rd}}{(a + 4x)(b + 4x)} = 0,2f_{cd} \tag{8}$$

The horizontal plane in which the vertical stress equals 20% of the design value of concrete compressive strength is justified, since [5] limited the compressive stresses in the concrete struts in f_{cd} and imposed the minimum inclination angle of the diagonal strut (i.e. $\theta = 26.6^\circ$). Thus, the verification of safety against crushing concrete strut is ensured by checking if the inclination angles of the diagonal struts is higher than the recommend value of 33.7° ($\arctan 2/3$). Following the determination of this plan, the Fusco

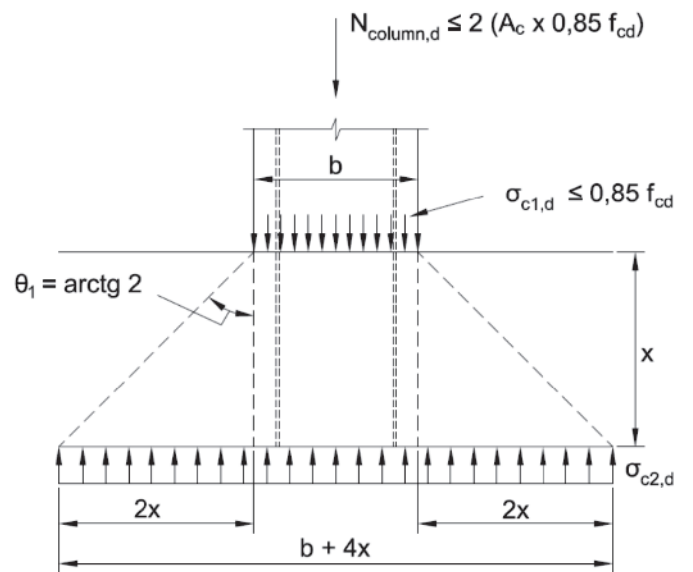


Figure 5
Stresses in the horizontal plan of the pile cap (FUSCO [5])

method can be assumed equivalent to the Blévoet method with fictional enlarged column ($A_{c,sp}$) and smaller effective depth ($d-x$), then:

$$\sigma_{cd,c} = \frac{N_{d,c}}{A_{c,sp} \cdot \sin^2(\arctg 1/2)} = \frac{0,20 f_{cd}}{\sin^2(\arctg 1/2)} = f_{cd} \quad (9)$$

Where,

$$A_{c,sp} = (a_c + 4x)(b_c + 4x) \quad (10)$$

The crushing strength of concrete strut equals f_{cd} ; according to [5], it is conservative because of the confinement in a partially loaded area. Fusco [5] considers that the reinforcement contributes to the design compression resistance of the column; it is thus necessary to transfer the forces between steel bar and concrete within the pile cap. According to [5], short bond lengths of 10 to 15 diameters of the bars are perfectly feasible.

In order to simplify the determination of the depth in which the verln order to simplify the determination of the depth in which the vertical tension is equal to $0.2 f_{cd}$, [5] determined values of x depending on the longitudinal reinforcement ratio in the column (Figure 6).

At the top of the piles (Figure 7), the stresses in the concrete struts depend of the spreading area of the pile until the plane of the reinforcement, where the equilibrium between concrete strut, pile reaction and reinforcement is obtained.

The method assumes that the distance between the reinforcement and the base of the pile cap is approximately:

$$d' \cong 0.20 a_{pile} \quad (11)$$

Thus, the spreading diameter (or side) of the pile is:

$$a_{p,sp} = a_{pile} + 2d' \approx 1.4 a_{pile} \quad (12)$$

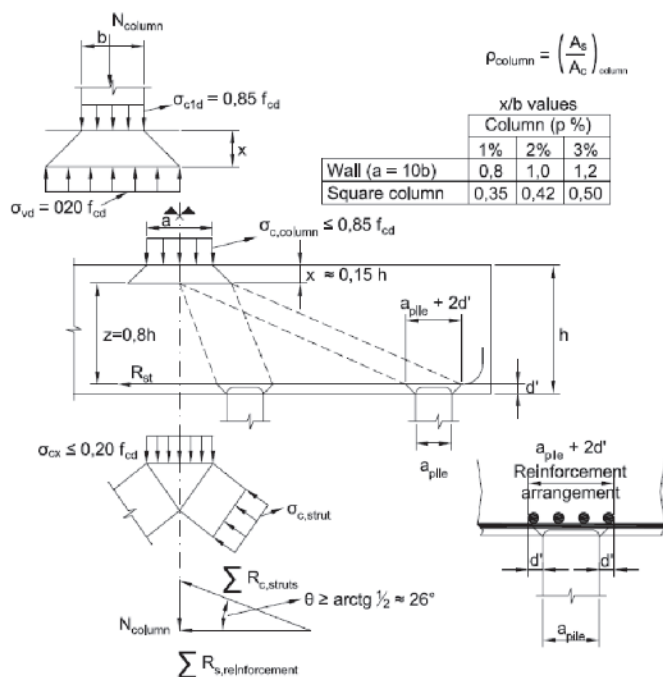


Figure 6
Strength of the diagonal strut below the column (FUSCO [5])

Since the crushing strength of the diagonal strut is assumed to be f_{cd} , it is possible, in a similar way to that of the node at the base of the column, to indirectly limit the stress in the concrete strut by:

$$\sigma_{c2d,pile} = \frac{N_{d,p}}{n_{pile} \cdot A_{p,sp}} \leq 0.20 f_{cd} \quad (13)$$

Where n_{pile} is the number of piles in the pile cap and $A_{p,sp}$ is the spreading area of the pile.

Although the node at the base of the column assumes a 63.4° spreading load, at the top of the piles, Fusco [5] recommends a 45° spreading of the pile reaction.

The Fusco method can be considered an adaptation of the Blévoet method by replacing the actual areas of the column and piles for the correspondent spreading areas. The use of the spreading areas results in lower stresses in the concrete struts when compared to the Blévoet method and allows using the design strength of concrete struts and the design values of stresses within the nodes, which is permitted in the codes and standards. Nevertheless, it is important to note that these limits do not generally consider confinement (they are valid for plane elements).

3.3 Adebar e Zhou (1996)

Adebar and Zhou ([7] and [8]) proposed a design method based on analytical and experimental studies of bearing strength of compressive struts confined by plain concrete. They suggested that when designing deep pile cap without sufficient reinforcement to ensure redistribution of internal forces after cracking, the maximum bearing stress should be limited to

$$f_{bie} = f'_c + 6\alpha\beta \sqrt{f'_c} \quad (14)$$

Where

f'_c – specified compressive strength of concrete (according to ACI 318 [19]);

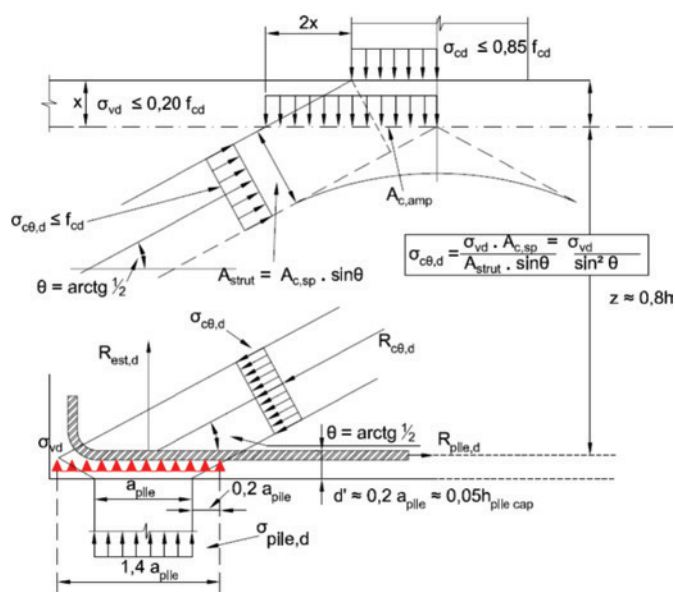


Figure 7
Strength of the diagonal strut above the piles (Fusco [5])

$$\alpha = \frac{1}{3} \cdot \left(\sqrt{A_2/A_1} - 1 \right) \leq 1,0 \tag{15}$$

$$\beta = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{h_s}{b_s} - 1 \right) \leq 1,0 \tag{16}$$

Parameter α accounts for the confinement of the compression strut. The ratio A_2/A_1 is similar to the ratio A_{c1}/A_{c0} of NBR 6118 [4] for local crushing in partially loaded area. Parameter β accounts for the geometry of the compression strut. To calculate the bearing strength of the nodal zone at the base of the column, where two or more compression struts meet, the ratio h_s/b_s can be approximated as ([8]).

$$\frac{h_s}{b_s} \approx \frac{2d}{a_c} \tag{17}$$

Where a_c is the dimension of a square column.

To calculate the bearing strength of the nodal zone above a pile, where only one compression strut is anchored, the ratio h_s/b_s can be approximated as ([8]).

$$\frac{h_s}{b_s} \approx \frac{d}{a_{pile}} \tag{18}$$

where a_{pile} is the diameter of a round pile or the dimension of a square pile.

The proposed strut-and-tie model approach is intended for designing deep pile caps, rather than slender pile caps ([8]). The researchers recognize that it is difficult to separate the two types and some pile caps may be somewhere in between.

The methodology proposed in [7] and [8] is not clear about which lever arm should be used for determining the reinforcement; hence, this method was not compared with the test results (Tables 1 and 2).

3.4 Santos et al. [3]

The recently developed model by Santos et al. [3] combined the

simplified equations of bearing stresses of the Blévoit model with the concept of spreading the load of the Fusco model.

This model was developed from the need to use the prescriptions of the Brazilian standard. The design strength of concrete struts and the design values of the compressive stress within nodes in NBR6118 [4] are based on tests in plane elements. However, the proposed model is more general and not limited to specific values. The model adapts the classical method with the more consistent consideration of the geometry of the node below the column. In addition, a small adjustment was proposed in the stress verification within the nodes above the piles, based on the recommendation of Fusco [5], as shown in Figure 8.

The bearing stress can be estimated by adapting equations (5) and (6). In this method, the area of the piles and column are replaced by the 45° spreading area, which allows a more rational way of determining the compressive strut area in the node regions. The ideal angle for spreading the load is the same as the angle of inclination of the diagonal struts; however, in more complex geometries, in which the struts do not have the same angle of inclination, the 45° spreading load seems to simplify the model without significant losses of precision.

A comparison between the geometries of the Blévoit model and the strut-and-tie models (STM) proposed by Schlaich et al. [20] is depicted in Figure 9, which shows that the models define inclinations of diagonal struts in different ways. While the “Blévoit method” defines the tangent of the angle by the ratio d/L_{proj} , the STM defines by z/L_{proj} , where, $z = d - 0.5y$ and y is the depth of the neutral axis or the depth of the node below the column.

To prevent crushing of the diagonal strut of concrete, [3] establishes the limits below:

$$\sigma_{cd,p} = \frac{N_{d,p}}{A_{p,sp} \cdot \sin^2(\theta)} \leq f_{cd3} \tag{19}$$

$$\sigma_{cd,c} = \frac{N_{d,c}}{A_{c,sp} \cdot \sin^2(\theta)} \leq f_{cd1} \tag{20}$$

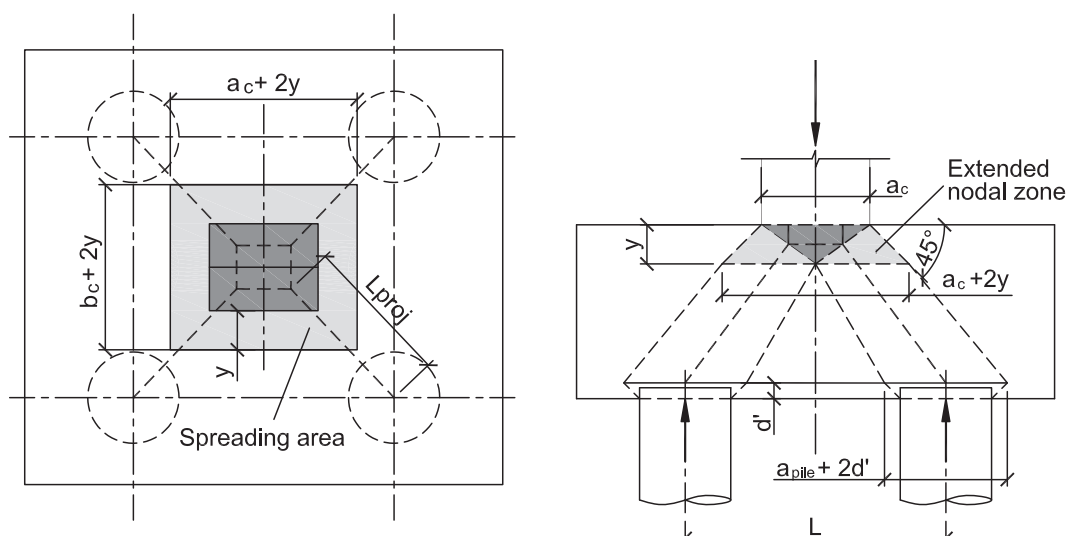


Figure 8 Strut-and-tie model with the compressive node inside the pile cap (SANTOS et al. [3])

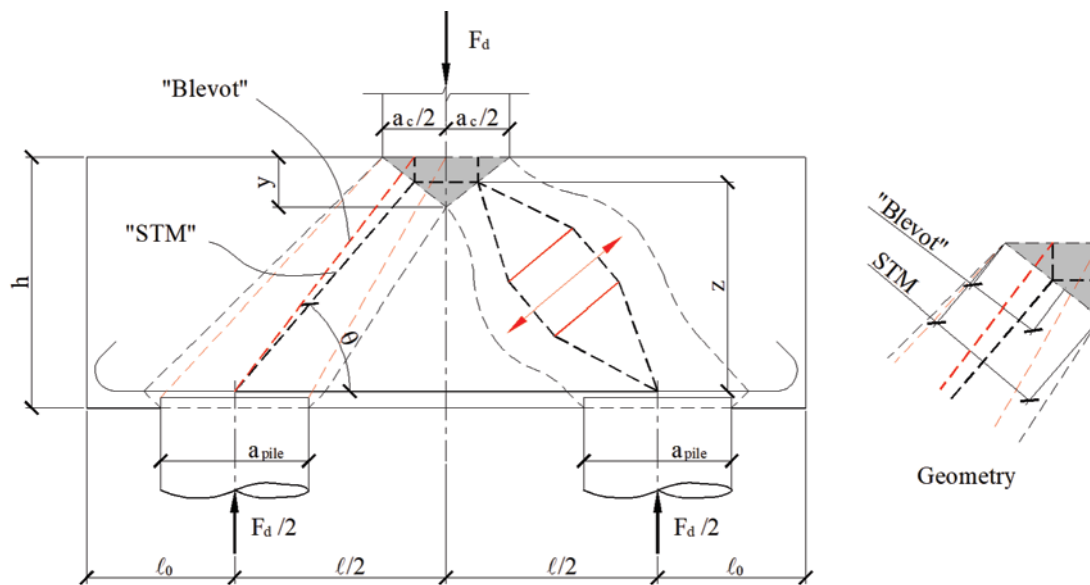


Figure 9 Comparisons between strut-and-tie models and Blévo e Frémy [1] model (SANTOS et al. [3])

Where,

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd};$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd};$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250, f_{ck} \text{ em MPa};$$

$$A_{p,sp} = \frac{\pi(a_{pile} + 2d)^2}{4}, \text{ for round pile, and } A_{p,sp} = (a_{pile} + 2d)^2, \text{ for square pile;}$$

$$A_{c,sp} = (a_c + 2y)(b_c + 2y), \text{ for rectangular column.}$$

Although there are similarities with the Fusco model, the STM proposed by Santos et al. [3] is not equivalent to the classical model replacing the area of the column for a spreading area. The spreading area is only a way to estimate the compression stresses in the struts. The proposal is based on the equivalence, in plane elements, of calculating the width of the diagonal strut by the geometry of the node or by the concept of spreading load, with a spreading angle equal to that of the diagonal strut, i. e. (Figure 10):

$$a_{strut} = a_c/2 \cdot \sin\theta + y \cdot \cos\theta \text{ or } a_{strut} = a_{c,sp}/2 \cdot \sin\theta \quad (21)$$

The design values of the compressive stress within the node below the column is adopted, in a conservative way, as the value established in item 22.1 of NBR 6118 [4] for CCC node, and it is independent of the number of piles. The nodes above the piles are considered as CCT.

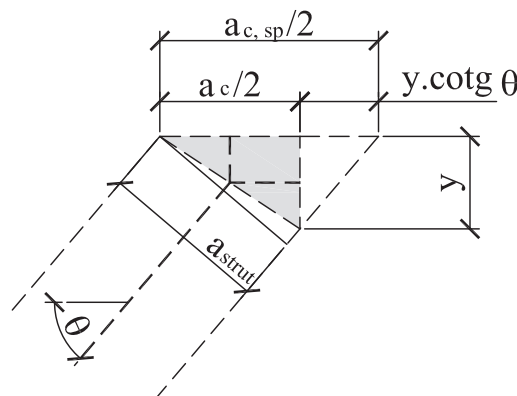
Since the crushing strengths adopted do not consider any confinement by the triaxial compression or by plain concrete, comparisons with the test data were performed with two different limits for the node at the top: $0.85 \cdot f_{cd}$ and f_{cd1} . The effectiveness factor α_{v2} was eliminated in one of the assessments.

The method consists in determining the depth of the CCC node below the column in an iterative manner, until the stress within the node (or in the concrete struts) is equal to the design value of the crushing strength. The calculation procedure is:

- I. Define the initial depth of the top node (e. g., $y = 0,2d$);
- II. Determine θ (recommendation: $\theta \geq 45^\circ$);

- III. Determine the design compressive stress within the node
- IV. If the design compressive stress within the node is different from the design value of the crushing strength, update y until $\sigma_{cd,c} = f_{cd1}$;
- V. Determine θ with the final value of y and the main reinforcement;
- VI. Check if the design stress within the node above the piles is limited to f_{cd3} ;
- VII. Determine the secondary distributed reinforcement for cracking control.

The Santos et al. [3] strut-and-tie model, in comparison with the classical method [1], results in higher amounts of reinforcement. The only possible exception is for two-pile caps due to the factor of 1.15 proposed by Blévo e Frémy [1].



CCC node geometry

Figure 10 Equivalence between spreading of the load and node geometry proposed by Schlaich et al. [20]

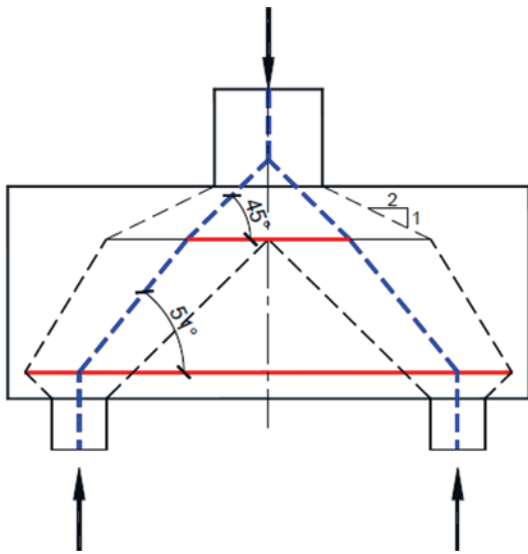


Figure 11
Possible stress field by the Fusco [5] model

3.5 Some differences between models

The Santos et al. [3] model assumes sufficient redistribution capacity of internal forces so that the Ultimate Limit State (ULS) is achieved only when the reinforcement and the node below the column reach their design strength limit. This hypothesis is adequate only if the concrete strut and the node above the piles do not crush before the yielding of the reinforcement, since the redistribution capacity of internal forces depends on the plastic deformation of the steel.

The Santos et al. [3] model has similarities with the bending theory and, equivalently, it is necessary to ensure sufficient capacity of plastic deformation. This can be done in a simplified way, as is common in the design of beams, by limiting the depth of the neutral axis (or depth of CCC node). Preliminary studies on test data of pile caps with brittle failure show that the ratio limit y/d not greater than 0.3 is adequate.

In contrast, the Blévoit and Frémy [1] model assumes that the angle of the diagonal strut is determined only by geometrical data, thus implying that three separate limit states exist: when the design value of stresses in the node below the column or in the node above the piles or in the reinforcement reached the design compressive/tension strength. When designing the pile caps by the classical method, if the ultimate limit state is exceeded in one of the nodes (i.e. in the diagonal strut), only by changing the geometry of the pile cap (height, for example) or the strength of the concrete can the problem be solved. However, in the Santos et al. [3] model, for the same column force, these parameters may be the same by increasing the amount of reinforcement. In this case, the flexural strength of the pile cap grows with the increments of the tension forces in the reinforcement and of the compressive forces in the node below the column, despite the decreases in the lever arm.

The differences between the two models is very important, as increasing the strength of the concrete or the geometry of the pile cap can be costly.

The Fusco [5] model also assumes that the strength of the node at the base of the column depends on the quantity of reinforcement. However, since the angle of spreading the load is very large, the angle of inclination of the diagonal strut could be greater than the angle defined by the classical model, which produces unrealistic geometry of the strut-and-tie model allowing tensile stresses in the upper region of the pile caps (Figure 11).

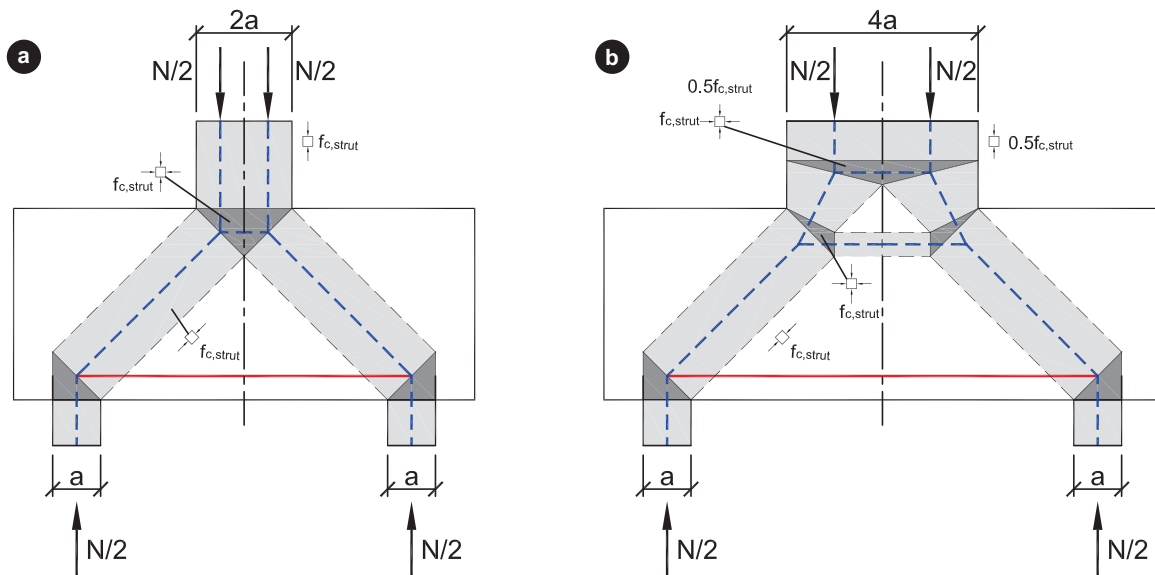


Figure 12
Strut-and-tie models for two-pile caps: a) The stress in the column is equal to the strength of concrete and b) The stress in the column is lower than the strength of concrete

The Fusco model was idealized for angles of the diagonal struts of 33.7° ($\arctg 2/3$). In order to eliminate the problem illustrated in Figure 11, the spreading load could be smaller for larger angles; however, comparisons with the tests was performed with the original prescriptions.

4. Comparative study

Table 3 presents the ratio of measured pile cap capacity to predicted capacity for the models mentioned above (except for the Zhou and Adebar [8] model). The Santos et al. [3] model is shown twice because one of them did not use the effectiveness factor in the crushing strength of the concrete strut.

It interesting to note that the classical model [1] and the Santos et

al. [3] model have similar predictions, and that the Fusco model was conservative due to the simplified verification above the piles. Moreover, in some of the pile caps tested, it was not possible to determine x (depth of load spreading).

Table 4 summarizes the predicted failure mode. In the “Blévoit model” there are three possible failure modes, which are: yielding of reinforcement (Reinf. In Table 4), crushing of the node below the column (Column) or crushing of the node above the piles (pile). In the model proposed by Santos et al. [3] (and Fusco [5] model), generally, there are only two failure modes: (Reinf./Column) crushing of the upper node after the yielding of the reinforcement or crushing of lower node without reinforcement yielding (pile).

In addition, it is noticed that the coefficients of variation (cv) are high, showing the complexity of the problem. Park et al. [18] and

Table 3

Comparisons between Blévoit, Fusco e Santos et al. predictions and experimentally observed failure loads

Pile cap	F_{test} (tf)	Blévoit	$F_{\text{test}} / F_{\text{predicted}}$		
			Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
4N2	658	1.10	1.16	1.14	1.04
4N2 ^{bis}	739	1.12	1.20	1.18	1.03
4N4	753	1.01	1.04	1.03	1.85
4N4 ^{bis}	875	1.06	1.09	1.07	1.79
2,2	81	1.11	1.18	1.16	1.34
2,3	74	1.20	1.26	1.24	1.27
3,1	47.5	1.20	1.30	1.27	1.19
1A,2 ^{bis}	117.75	1.16	1.23	1.21	1.92
1A,3	118.5	1.16	1.27	1.24	1.76
9,A1	120	1.21	1.14	1.13	-
9,A2	190	1.28	1.27	1.26	-
10,1a	85	1.15	1.26	1.23	1.61
10,1b	80	0.89	1.01	0.98	1.21
11,1a	56.25	0.82	0.83	0.82	1.37
11,1b	49.25	0.99	0.97	0.97	-
11,2a	55.75	0.68	0.69	0.68	1.18
11,2b	58.5	0.76	0.77	0.76	1.27
A2	142	1.11	1.16	1.15	1.77
A3	134	1.03	1.10	1.08	1.49
A5	140	1.12	1.15	1.13	1.78
A6	123	1.01	1.02	1.01	1.61
A8	151	1.18	1.24	1.22	1.88
BPC-20-1	51.9	1.43	1.43	1.43	1.43
BPC-20-2	52.9	1.46	1.46	1.46	1.46
BPC-25-1	81.8	1.35	1.39	1.36	1.35
BPC-25-2	81.3	1.35	1.35	1.35	1.34
BPC-20-30-1	50	1.68	1.68	1.68	1.68
BPC-20-30-2	49.5	1.67	1.67	1.67	1.67
BPC-30-30-1	103.9	1.57	1.57	1.57	1.57
BPC-30-30-2	102.9	1.56	1.56	1.56	1.56
BP-30-25-1	85.3	1.38	1.38	1.38	1.36
BPC-30-25-2	87.2	1.42	1.42	1.42	1.39
Mean		1.19	1.23	1.21	1.49
Standard deviation		0.25	0.24	0.24	0.25
Coefficient of variation		0.21	0.19	0.20	0.17

Notes: Rapid assay, without considering the (long term) 0.85 factor; Partial factors (γ_c and γ_s) were eliminated (or assumed equal to the unit).

¹ Design strength of the CCC node prescribed by NBR 6118 [4]; ² Design strength of the CCC node without the effectiveness factor α_{c2} .

Table 4

Failure modes predicted by Blévoit, Fusco e Santos et al. models

Pile cap	Blévoit	Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
4N2	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Reinf./Column
4N2 ^{bis}	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Reinf./Column
4N4	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
4N4 ^{bis}	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
2,2	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
2,3	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
3,1	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
1A,2 ^{bis}	Column	Pile	Pile	Pile
1A,3	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
9,A1	Column	Pile	Pile	-
9,A2	Column	Pile	Pile	-
10,1a	Column	Pile	Pile	Pile
10,1b	Column	Pile	Pile	Pile
11,1a	Column	Pile	Pile	Pile
11,1b	Column	Pile	Pile	-
11,2a	Column	Pile	Pile	Pile
11,2b	Column	Pile	Pile	Pile
A2	Column	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
A3	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
A5	Column	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
A6	Column	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
A8	Column	Reinf./Column	Reinf./Column	Pile
BPC-20-1	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf.
BPC-20-2	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf.
BPC-25-1	Reinf.	Reinf./Column	Reinf./Column	Reinf./Column
BPC-25-2	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf./Column
BPC-20-30-1	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf.
BPC-20-30-2	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf.
BPC-30-30-1	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf./Column
BPC-30-30-2	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf./Column
BP-30-25-1	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf./Column
BPC-30-25-2	Reinf.	Reinf.	Reinf.	Reinf./Column

¹ Design strength of the CCC node prescribed by NBR 6118 [4]; ² Design strength of the CCC node without the effectiveness factor α_{v2} .

Table 5

 Statistical parameters for model uncertainty ($F_{\text{ensaio}} / F_{\text{teórico}}$) separated by researcher

Researcher	Statistical parameters	$F_{\text{test}} / F_{\text{predicted}}$			
		Blévoit	Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
Blévoit and Frémy [1]	Mean	1.05	1.10	1.08	1.42
	Standard deviation	0.17	0.19	0.18	0.31
	Cv	0.16	0.17	0.17	0.22
Clarke [9]	Mean	1.09	1.13	1.12	1.71
	Standard deviation	0.07	0.08	0.08	0.15
	cv	0.06	0.07	0.07	0.09
Susuki et al. [10]	Mean	1.49	1.49	1.49	1.48
	Standard deviation	0.12	0.12	0.12	0.13
	cv	0.08	0.08	0.08	0.09

¹ Design strength of the CCC node prescribed by NBR 6118 [4]; ² Design strength of the CCC node without the effectiveness factor α_{v2} .

Adebar and Zhou [8] compared some experiments with the theoretical results of strut-and-tie models and the bending theory (slab analogy), and even with relatively high cv, the STM showed more reliable predictions.

In Table 5, the statistical parameters are calculated assuming separate groups of tests by researcher. This analysis shows significant differences in the prediction of the failure load when only the assays of Susuki et al. [10] is selected. For the test data of Blévet and Frémy [1] and Clarke [9], again the predictions load by [1] and [3] are similar, the Fusco model remains conservative.

Within the selected tests of [1], there are 4 specimens (11,1a, 11,1b, 11,2a and 11,2b) in that the predictions by STM were very unsafe. Blévet and Frémy ([1]) describe that the failures of these pile caps occurred with large vertical and inclined cracking, typical of brittle failure. This behavior may indicate a slipping of the reinforcement due to insufficient anchorage length. The mean value and the coefficient of variation of the ratio between experimental load and theoretical load, without these tests, are equal to: 1.14 and 0.09, for [1] model; 1.20 and 0.08, for [3] (without the effectiveness factor). The improvement in the prediction of both models was expected (due to a reduction in the standard deviation).

The assays performed by Susuki et al. [10] had large columns resulting in failure by bending with relatively low vertical stresses within the column (even for failure load) compared to the compressive concrete strength. Table 5 allows observing that the Santos et al. method [3] becomes equivalent to the classical method, since even with γ equal to zero, the crushing strength of the diagonal strut is higher than the internal force in the concrete.

The conservatism observed from Suzuki's tests suggests that the strut-and-tie model to be used differs from the discussed models, i.e., this case is outside the method applicability, although they can

be used in a conservative way. A more suitable strut-and-tie model is illustrated in Figure 11.

Since the Fusco model was overly conservative, given the limitation of the vertical stresses in the spreading area of the piles, a more refined analysis was performed in which the stresses within the diagonal strut above the piles was limited in f_{cd} . The summary of the two analyses is shown in Table 6.

The model proposed by Fusco [5] was very sensitive to the spreading pile area used, for example, in the scale reduced tests performed by [1] (Figure 2). It was considered that it is not possible to spread the load, considering that the distance from the edge of the pile to the edge of the pile cap is 2 cm of unreinforced concrete. If this 2 cm are considered in the spreading area, the bearing capacity of the pile cap increases 65%, which significantly improves the prediction regarding this group of tests.

5. Conclusions

In this study, four strut-and-tie models applied to pile caps were analyzed, and three of them were compared with experimental results. The classical method (Blévet and Frémy [1]), which is widely used in Brazil, showed adequate predictions, albeit sometimes conservative. This model determines the stresses in the concrete diagonal strut in a conventional form, resulting in very high stresses in relation to the strength of concrete.

The Fusco model [5] is based on the classical model and introduces the concept of spreading the load, in order to more realistically determine the compressive stresses in the diagonal strut. Comparisons with assays show that the model is very sensitive to the spreading area. Additionally, Fusco [5] idealized the model for angles of inclination about 33.7°; since the majority of the tests had higher inclinations, the predictions of this model were very conservative.

The model recently presented by Santos et al. [3] mixed the Blévet and Frémy [1] model with the Fusco [5] spreading load concept. This is consistent with the theoretical concepts of strut-and-tie models and stress fields. Experimental comparisons show that the predictions of this model are similar to the classical method, i.e., it is also adequate for designing pile caps.

The safety level of the model recently proposed by Santos et al. [3] is equivalent to the safety level of the Blévet and Frémy [5] model, widely and successfully used in Brazil. However, the great difference between the two methods could not be evidenced by the available tests, since the mechanical ratio of reinforcement in the specimens was not high.

The Santos et al. [3] model can be used with the design strength of concrete struts and the design values of the compressive stress within nodes by the Brazilian standard (calibrated for plane elements) without excessive conservatism in comparison with the Blévet and Frémy [5] model.

Comparisons with experimental results indicate that the elimination of the effectiveness coefficient is feasible, which is proposed as an improvement to the Santos et al. [3] model.

6. References

- [1] BLEVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. Anales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics., Paris, v.20, n.230.

Table 6

Comparisons between the Fusco model and experimental results of Blévet & Frémy [1]

Pile cap	$F_{test} / F_{predicted}$	
	Fusco ¹	Fusco ²
4N2	1.04	1.04
4N2 ^{bis}	1.03	1.03
4N4	1.85	0.85
4N4 ^{bis}	1.79	0.91
2,2	1.34	0.99
2,3	1.27	1.09
3,1	1.19	1.19
1A,2 ^{bis}	1.92	0.78
1A,3	1.76	0.99
10,1a	1.61	0.69
10,1b	1.21	0.68
11,1a	1.37	0.48
11,2a	1.18	0.47
11,2b	1.27	0.53
Média	1.45	0.79
Desvio	0.28	0.23
cv	0.20	0.29

¹ Limiting the vertical stresses above the piles;

² Limiting the stress in the diagonal strut at the top of the piles.

- [2] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation. Bulletin d'Information, Paris, n.73.
- [3] Santos, D. M.; Marquesi, M. L.; Stucchi, F. R. (2015). Dimensionamento de blocos de fundações sobre 2 e 4 estacas. In: ABNT NBR 6118:2014 comentários e exemplos de aplicação. IBRACON, 455-478, São Paulo.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.
- [5] FUSCO, P. B. (1995). Técnicas de armar as estruturas de concreto. Editora PINI, São Paulo.
- [6] ADEBAR, P.; KUCHMA, D. COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: An experimental study. ACI Journal, v. 87, n.1, p.81-91.
- [7] ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete. ACI Journal, v. 90, n.5, p.534-541.
- [8] ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1996). Design of deep pile caps by strut-and-tie models. ACI Journal, v. 93, n.4, p.1-12.
- [9] CLARKE, J. L. (1973). Behavior and design of pile caps with four piles. Cement and concrete association, London, 19p. (Technical Report, n. 42.489).
- [10] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1998). Influence of bar arrangement on ultimate strength of four pile caps. Transactions of the Japan Concrete Institute, V. 20, pp. 195-202.
- [11] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1999). Experimental Study on Four-Pile Caps with Taper. Transactions of the Japan Concrete Institute, V. 21, pp. 327-334.
- [12] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUHIYA, T. (2000). Influence of Edge Distance on Failure Mechanism of Pile Caps. Transactions of the Japan Concrete Institute, V. 22, pp. 361-36.
- [13] SUZUKI, K., and OTSUKI, K., (2002). Experimental Study on Corner Shear Failure of Pile Caps, Transactions of the Japan Concrete Institute, V. 23, 2002
- [14] CAO, J. (2009). The shear behavior of the reinforced concrete four-pile caps. University of Southampton, United Kingdom, PhD Thesis.
- [15] MIGUEL, G. M. (2000). Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [16] BARROS, R. (2013). Análise numérica experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [17] MUNHOZ, F. S. (2014). Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [18] PARK, J., KUCHMA, D. e SOUZA, R. (2008). Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 31, n.1, p.109-119.
- [19] ACI COMMITTEE 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete: (ACI 318-14) and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- [20] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. PCI Journal, v.32, n.3; p.75-150.
- [21] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN B. (1997). Design of concrete structures with stress fields. Birkhäuser, 143p.
- [22] CARVALHO, M. L. (2018). Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Design of deep pile caps by strut-and-tie models

Dimensionamento de blocos rígidos sobre estacas com auxílio de modelos de bielas e tirantes

D. M. SANTOS ^{a,b}
danielmiranda@usp.br
<https://orcid.org/0000-0002-9927-8138>

M. L. CARVALHO ^{a,c}
mth.carvalho@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-4710-1250>

F. R. STUCCHI ^{a,b}
fernando.stucchi@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4149-0985>

Abstract

There are many methods for designing pile caps, but there is still no consensus on which one provides the best approach for the practical engineers. In Brazil, many structural designers use the classical Blévoit method; however, the applicability of the method has been questioned after the revision of the NBR 6118 standard for design of concrete structures in 2014. To support structural designers, a strut-and-tie model has recently been developed that relates the classical method to the most current concepts of strut-and-tie models. The theoretical bearing capacity of four-pile cap obtained through several strut-and-tie models are compared with experimental tests. The results show that this recently developed model is suitable for the design of deep pile cap.

Keywords: pile caps, strut-and-tie models, design, reinforced concrete.

Resumo

Existem muitos métodos de dimensionamento de blocos de fundações, mas ainda não há consenso sobre qual método fornece a melhor abordagem para o engenheiro de projetos. No Brasil, muitos projetistas de estruturas utilizam o método clássico de Blévoit, no entanto, com a revisão da norma NBR 6118 de projeto de estruturas de concreto em 2014, o meio técnico tem sido confrontado com dúvidas quanto a aplicabilidade desse método pela regulamentação vigente. De forma a contribuir com o tema, recentemente foi desenvolvido um modelo de bielas e tirantes que relaciona o método clássico com os conceitos mais atuais de modelos de bielas e tirantes. As resistências teóricas de blocos sobre 4 estacas obtidas através de vários modelos de bielas e tirantes são comparadas com ensaios experimentais. Os resultados obtidos mostram que o modelo recentemente desenvolvido é adequado para o dimensionamento de blocos rígidos.

Palavras-chave: blocos de fundação, modelos de bielas e tirantes, dimensionamento, concreto armado.

^a University of São Paulo, Polytechnic School, São Paulo, SP, Brazil;

^b EGT Engineering, São Paulo, SP, Brazil;

^c França and Associated Structural Design, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introdução

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais de volume cuja função é transferir os esforços provenientes da estrutura para um conjunto de estacas. Esses elementos, em geral, têm baixa taxa de armadura de flexão e se caracterizam pela ausência de estribos ou armaduras verticais no interior do maciço (exceto nas regiões próximas às faces). Essa característica torna o comportamento estrutural dos blocos complexo e altamente dependente da resistência à tração do concreto e do confinamento dado pelo grande volume do bloco.

Atualmente, códigos e normas nacionais e internacionais (por ex. [4] e [19]) especificam dois métodos de dimensionamento de blocos sobre estacas: um se baseia em análise seccional e o outro em modelos de bielas e tirantes (MBT). O primeiro trata o bloco de forma similar a uma laje armada em duas direções, enquanto o segundo se baseia no completo fluxo de forças dentro do bloco. A abordagem via modelos de bielas e tirantes é geralmente reconhecida como a mais apropriada para dimensionamento de blocos de fundações. A Figura 1 mostra um modelo de bielas e tirantes aplicado a um bloco sobre quatro estacas.

A revisão da NBR 6118 [4], em 2014, acrescentou regras específicas para o dimensionamento de estruturas de concreto através de modelos de bielas e tirantes. No entanto, os limites prescritos de resistência de nós e bielas por essa norma (que foram estabelecidos para o dimensionamento de elementos planos) são inferiores aos do método mais conhecido e utilizado no Brasil, conhecido como método de Blévoit (Blévoit e Frémy [1]), gerando dúvidas e dificuldades do meio técnico, em face do grande conservadorismo que resulta em utilizar tal método com os limites de resistência da NBR 6118 [4].

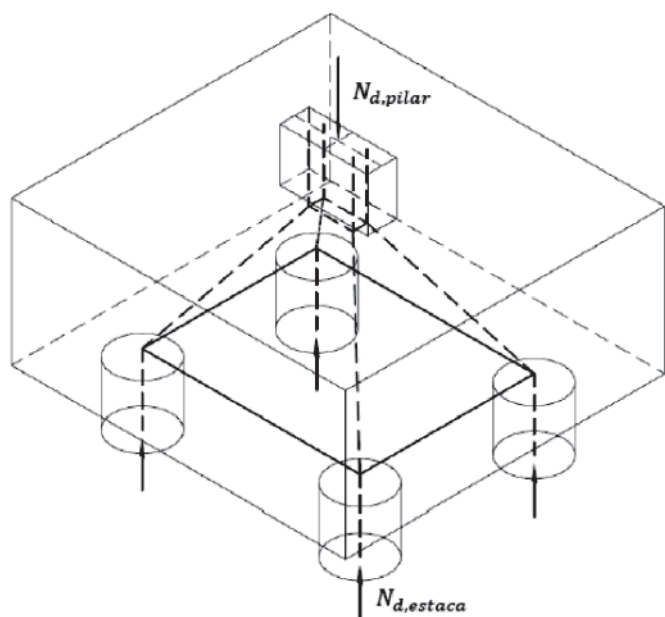


Figura 1
Modelo de bielas e tirantes tridimensional aplicado a blocos sobre estacas

Por conta dessa dificuldade, cresceu o interesse dos engenheiros estruturais pelo método de Fusco [5], que permite manter, com pequenas modificações, a prática consolidada pelo método clássico. Embora o método de Fusco [5] possa ser considerado uma adaptação consistente do método de Blévoit e permita a utilização das prescrições da NBR 6118 [4] sem exagerar no conservadorismo, ele não segue os conceitos mais modernos de modelos de bielas e tirantes (Schlaich et al. [20]) e de campos de tensões (Muttoni et al. [21]).

Devido à necessidade de conciliar as prescrições normativas com os métodos de dimensionamento de blocos, um novo método foi desenvolvido e apresentado por Santos et al. [3], esse método baseia-se em um modelo de bielas e tirantes que mescla de forma

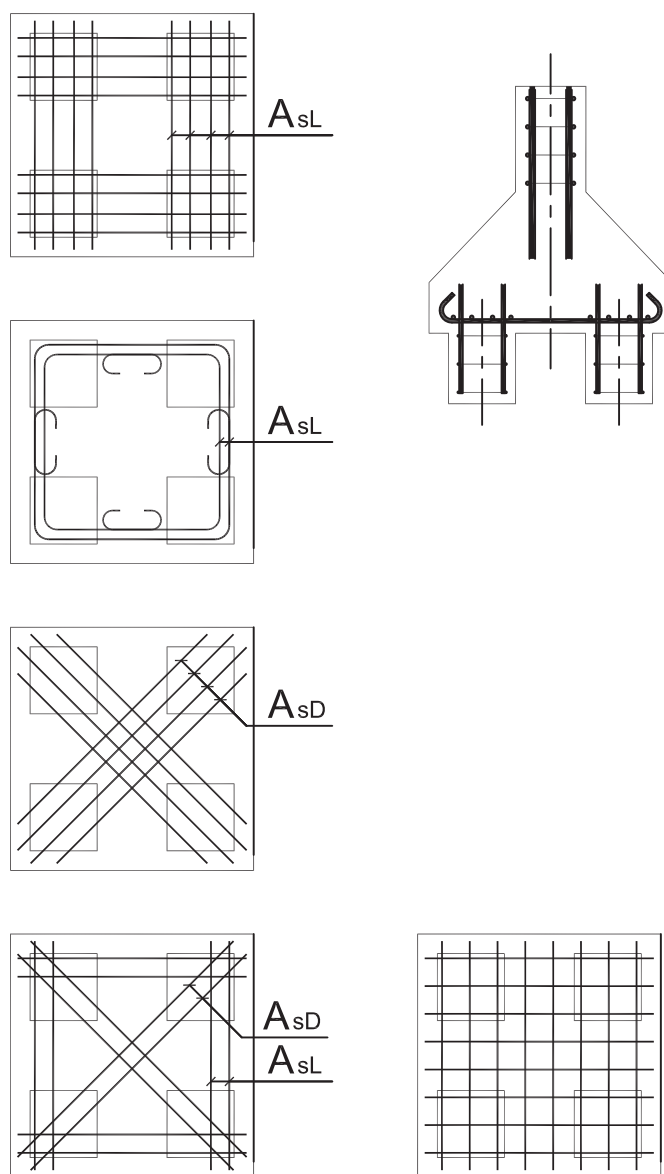


Figura 2
Arranjos de armadura dos ensaios realizados por Blévoit e Frémy [1] para blocos sobre quatro estacas (adaptado de [1])

consistente os métodos existentes de dimensionamento de blocos com os conceitos mais modernos de modelos de bielas e tirantes e campos de tensões.

Neste artigo, são discutidos alguns métodos de dimensionamento de blocos com o auxílio de modelos de bielas e tirantes, além de apresentar um modelo recentemente desenvolvido (Santos et al. e [3]). Os resultados teóricos de resistência de blocos obtidos por esses modelos foram comparados com ensaios experimentais. O objetivo é mostrar a adequabilidade desse modelo recente, além de propor algumas melhorias.

2. Ensaios experimentais

Existem diversos ensaios experimentais de blocos sobre estacas na literatura técnica. Alguns desses ensaios são descritos a seguir. Os ensaios mais conhecidos no Brasil são os realizados por Blévet e Frémy [1] que ensaiaram 116 blocos com várias características. Foram 59 blocos sobre 4 estacas, 45 blocos sobre três estacas e 12 blocos sobre duas estacas. Adicionalmente, 94 blocos eram em escala reduzida e 22 em verdadeira grandeza. A partir desses ensaios e do modelo de bielas proposto por M. Lebel para dimensionamento de sapatas, esses pesquisadores propuseram um modelo de bielas simplificado para dimensionamento de blocos sobre estacas. Esse modelo é muito conhecido no Brasil e bastante utilizado por escritórios de projeto estrutural.

A Figura 2 mostra os diversos arranjos de armadura que foram utilizados nos ensaios de blocos sobre 4 estacas. Blévet e Frémy [1] observaram que os blocos com armadura uniformemente distribuída tinham menos capacidade resistente que um bloco similar com armadura apenas sobre as estacas (no caso de blocos sobre quatro estacas, eles observaram que a força resistente era 20 %

menor). Essa constatação, reproduzida por outros pesquisadores (Clarke [9]; Suzuki et al. [10]), mostra a eficácia de modelos de bielas e tirantes em relação ao modelo de flexão (CEB-FIP Bulletin 73 [2]), uma vez que sugere que as trações na região inferior (das armaduras) se concentram nos alinhamentos das estacas.

Clarke [9] ensaiou 15 blocos sobre quatro estacas. O arranjo das armaduras e a ancoragem das barras foram os principais parâmetros estudados. Ele observou, de forma semelhante a [1], que a resistência é menor em blocos com armadura uniforme.

Os ensaios realizados por Blévet e Frémy [1] e por Clarke [9] não utilizaram medidores de tensões nas armaduras nem no concreto. Por um lado, existe a incerteza na existência de outros fatores que influenciem negativamente na resistência do bloco, como ancoragem insuficiente das barras. Por outro lado, estes ensaios são extremamente importantes, uma vez que existem poucos ensaios instrumentados com medidores de tensões que utilizam armaduras concentradas sobre as estacas.

Adebar, Kuchma e Collins [6] ensaiaram 5 blocos sobre 4 estacas. Os corpos-de-prova elaborados tinham estacas com distâncias diferentes em relação ao pilar, o que aumentou as incertezas no dimensionamento das armaduras dos corpos-de-prova, uma vez que as reações dependem da rigidez do bloco. Para resolver a questão, os pesquisadores assumiram que o bloco era rígido suficiente para que as estacas dividissem igualmente a carga do pilar. Essa hipótese, no entanto, não foi comprovada pelas medições das reações nas estacas ao longo do teste. De qualquer forma, o ensaio foi instrumentado e alguns resultados são valiosos para o estudo do comportamento de blocos sobre estacas.

Adebar, Kuchma e Collins [6] mediram as tensões longitudinais na superfície superior do bloco, fora da região do pilar. O objetivo era verificar a hipótese da teoria de flexão de que a largura inteira do

Tabela 1

Seleção de blocos sobre 4 estacas ensaiados por Blévet e Frémy [1]

Nome	L ¹ (cm)	d ² (cm)	a _c ³ (cm)	a _{pile} ⁴ (cm)	A _{SL} ⁵ (cm ²)	A _{SD} ⁶ (cm ²)	f _{VL} ⁷ (MPa)	f _{VD} ⁸ (MPa)	f _c ⁹ (MPa)	F _{ensaio} ¹⁰ (tf)
4N2	120	64,95	50	35	24,13	19,63	278,5	300,3	37,10	658,00
4N2 ^{bis}	120	66,36	50	35	15,00	12,84	498,8	474,5	34,15	739,00
4N4	120	91,07	50	35	19,63	19,63	291,4	291,4	35,35	753,00
4N4 ^{bis}	120	91,95	50	35	12,84	12,84	486,4	486,4	42,30	875,00
2,2	42	27,65	15	14	-	4,52	-	355,0	32,82	81,00
2,3	42	26,94	15	14	1,57	2,25	290,5	333,5	31,60	74,00
3,1	42	18,08	15	14	2,01	-	469,0	-	32,10	47,50
1A,2 ^{bis}	42	27,00	15	14	-	5,48	-	492,3	33,25	117,75
1A,3	42	27,00	15	14	1,83	1,83	523,0	523,0	36,60	118,50
9,A1	42	47,39	15	14	4,52	-	459,0	-	27,27	120,00
9,A2	42	47,08	15	14	8,04	-	467,0	-	40,81	190,00
10,1a	42	22,62	15	14	4,52	-	446,0	-	34,60	85,00
10,1b	42	22,11	15	14	2,26	3,08	456,0	480,0	43,11	80,00
11,1a	42	27,16	15	14	4,52	-	311,0	-	26,88	56,25
11,1b	42	27,16	15	14	4,52	-	311,0	-	19,48	49,25
11,2a	42	28,48	15	14	3,14	-	444,7	-	30,86	55,75
11,2b	42	27,46	15	14	3,14	-	440,7	-	30,00	58,50

Fonte: Blévet e Frémy [1]

¹ Distância entre estacas; ² Altura útil equivalente; ³ Lado do pilar quadrado; ⁴ Lado da estaca quadrada; ⁵ Armadura lateral sobre duas estacas (Figura 3);

⁶ Armadura diagonal sobre duas estacas (Figura 3); ⁷ Tensão de escoamento do aço referente à armadura lateral; ⁸ Tensão de escoamento do aço referente à armadura diagonal; ⁹ Resistência à compressão do concreto; ¹⁰ Carga de ruptura do ensaio.

bloco estaria submetida à compressão uniforme. As deformações medidas mostraram que, mesmo o bloco estando submetido a um nível de carga capaz de escoar as armaduras, as tensões de compressão na superfície superior se mantiveram relativamente baixas. Além disso, a distribuição das deformações era muito diferente da hipótese de uniformidade, indicando que as tensões de compressão devido ao momento fletor foram resistidas principalmente pela parte central do bloco, ou seja, pelo nó comprimido abaixo do pilar. Essa conclusão é bem interessante, pois esse comportamento é previsto pelos modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre estacas.

Suzuki, Otsuki e Tsubana ([10] e [11]), Suzuki, Otsuki e Tsuchiya ([12]) e Suzuki e Otsuki ([13]) ensaiaram 94 blocos sobre quatro estacas. A maioria destes ensaios tinha arranjo com armadura uniformemente distribuída, apesar da confirmação, pelos próprios pesquisadores, de que os blocos com armadura concentrada sobre as estacas têm mais resistências em relação à armadura distribuída.

Cao [14] ensaiou 18 blocos sobre 4 estacas com pilares retangulares, sendo um dos lados com a mesma dimensão da largura do bloco. Os ensaios utilizaram o arranjo de armadura uniformemente distribuída.

Diversos ensaios de blocos sobre 2 e 3 estacas foram realizados na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo sob a orientação do Prof. José Samuel Giongo (Munhoz [17]; Barros [16]; Miguel [15], entre outros).

As Tabelas 1 e 2 mostram as principais características dos ensaios selecionados, cujos resultados foram comparados com os valores teóricos obtidos através dos modelos de bielas e tirantes discutidos a seguir. Todos os ensaios selecionados são de blocos sobre

4 estacas e possuem armadura concentrada sobre as estacas e ângulos de bielas, segundo o modelo de Blévoit, acima de 33°. As comparações com os ensaios de blocos utilizando armadura distribuída é discutida em Carvalho [22].

3. Modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos

3.1 Blévoit & Frémy [1]

Blévoit & Frémy [1] apresentam um modelo de biela e tirantes simplificado conforme Figura 3.

Nesse modelo, a projeção vertical da biela é a altura útil do bloco (d) e a projeção horizontal (L_{proj}) é a distância do centro do quinhão de carga até o eixo da estaca, sendo igual a $(\frac{L}{2} - \frac{a_p}{4})\sqrt{2}$ no caso de blocos sobre 4 estacas simétricos. A tração no plano médio das armaduras é determinada pela projeção horizontal definida por:

$$F_{td} = N_{d,estaca} \cdot \cot\theta \tag{1}$$

Em que:

$$\cot\theta = \frac{L_{proj}}{d} \tag{2}$$

No caso de blocos sobre 2 estacas, a força F_{td} seria a força na própria armadura, no entanto, a partir dos resultados obtidos em seus ensaios, Blévoit propôs multiplicar esta força por 1,15 de modo a não obter coeficientes de segurança menores do que o especificado à época. No caso de blocos sobre 3 ou mais estacas, esse fator não existe, porém, é preciso decompor a força F_{td} na direção das armaduras.

Tabela 2

Seleção de blocos sobre 4 estacas ensaiados por Clarke [9] e Susuki et al. [10]

Nome	L ¹ (cm)	d ² (cm)	a _p ³ (cm)	φ _{est} ⁴ (cm)	A _{st} ⁵ (cm ²)	f _{yt} ⁷ (MPa)	f _c ⁹ (MPa)	F _{ensaio} ¹⁰ (tf)
Clarke [9]								
A2	60	40	20	20	5,00	410	27,2	142
A3	60	40	20	20	4,95	410	30,4	134
A5	60	40	20	20	5,00	410	26,6	140
A6	60	40	20	20	4,95	410	25,8	123
A8	60	40	20	20	5,00	410	27,2	151
Susuki et al. [10]								
BPC-20-1	54	15	30	15	2,85	413	21,9	51,9
BPC-20-2	54	15	30	15	2,85	413	19,9	52,9
BPC-25-1	54	20	30	15	3,57	413	18,9	81,8
BPC-25-2	54	20	30	15	3,57	413	22,0	81,3
BPC-20-30-1	50	15	30	15	2,14	405	29,8	50,0
BPC-20-30-2	50	15	30	15	2,14	405	29,8	49,5
BPC-30-30-1	50	25	30	15	2,85	405	28,9	103,9
BPC-30-30-2	50	25	30	15	2,85	405	30,9	102,9
BP-30-25-1	50	25	25	15	2,85	405	29,1	85,3
BPC-30-25-2	50	25	25	15	2,85	405	29,2	87,2

Fonte: Clarke [9] e Susuki et al. [10]

¹ Distância entre estacas; ² Altura útil; ³ Lado do pilar quadrado; ⁴ Diâmetro das estacas; ⁵ Armadura lateral sobre duas estacas (Figura 3); ⁶ Tensão de escoamento do aço referente à armadura lateral; ⁷ Resistência à compressão do concreto; ⁸ Carga de ruptura do ensaio.

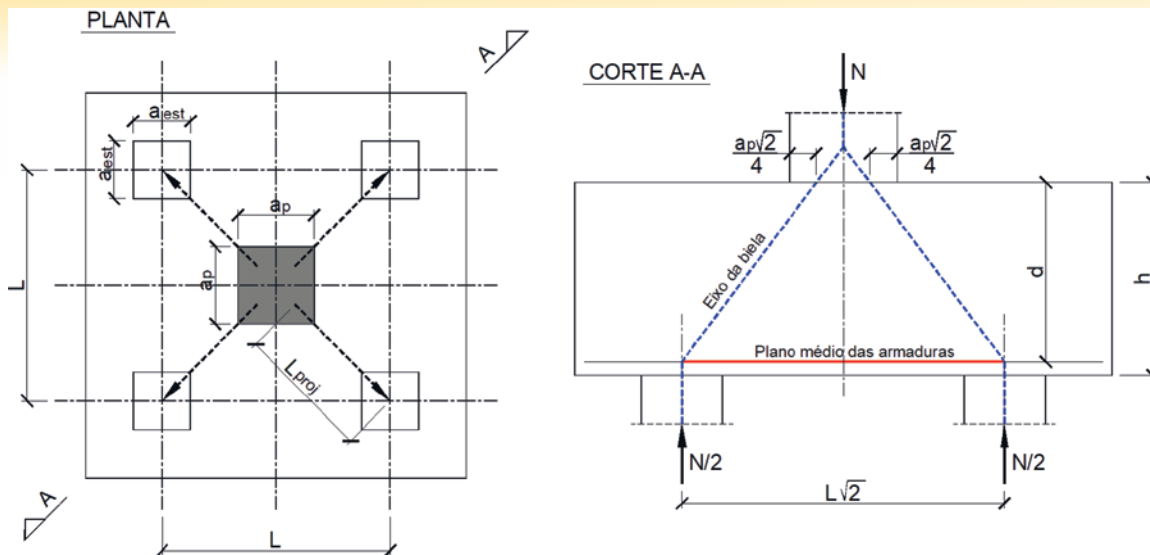


Figura 3
Modelo de bielas para bloco sobre quatro estacas (BLEVOT e FRÉMY [1])

Além da determinação da armadura, [1] estabelece que a segurança em relação ao esmagamento da biela é verificada pelas expressões:

$$\frac{N}{n \cdot A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq \alpha_B \cdot \sigma_{28} \quad (3)$$

$$\frac{N}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq \alpha_B \cdot \sigma_{28} \quad (4)$$

Em que,

A_{est} – área da estaca;

A_{pilar} – área do pilar;

θ – ângulo de inclinação da biela ($\theta = \text{arctg} \frac{d}{L_{proj}}$);

α_B – coeficiente igual a 0,6 para bloco sobre duas estacas, 0,75 para bloco sobre três estacas e 0,9 para bloco sobre quatro estacas;

σ_{28} – resistência à compressão medida em corpo de prova cilíndrico ($h = 2\phi$).

As expressões acima foram adaptadas para o formato de segurança do método de estados-limites, resultando (na prática brasileira) em:

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{N_{d,est}}{A_{est} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq \alpha \cdot f_{cd} \quad (5)$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{bie} = \frac{N_{d,pilar}}{A_{pilar} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq \alpha \cdot f_{cd} \quad (6)$$

Em que,

$\sigma_{cd,est}^{bie}$ – tensão na biela na região da estaca;

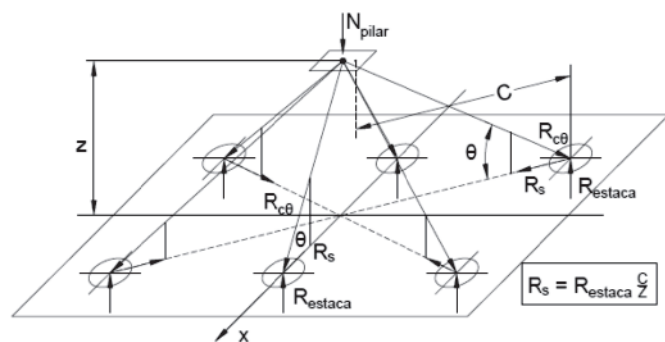


Figura 4
Funcionamento estrutural básico do bloco (FUSCO [5])

$\sigma_{cd,pilar}^{bie}$ – tensão na biela na região da base do pilar;
 $N_{d,est}$ – esforço de cálculo nas estacas;
 $N_{d,pilar}$ – esforço de cálculo no pilar;
 α – coeficiente igual a 1,4 para bloco sobre duas estacas, 1,75 para bloco sobre três estacas e 2,1 para bloco sobre quatro estacas.
 f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto.
 Segundo [1], os limites de aplicabilidade do método de bielas simplificado (método de Blévet) é: $40^\circ < \theta < 55^\circ$.

$$40^\circ < \theta < 55^\circ \quad (7)$$

Sendo recomendável $\theta \geq 45^\circ$.

3.2 Fusco [5]

O método de dimensionamento proposto por Fusco [5], em 1995, considera o funcionamento estrutural básico dos blocos baseado em modelos de bielas e tirantes e, em princípio, se assemelha ao método de Blévet e Frémy [1].

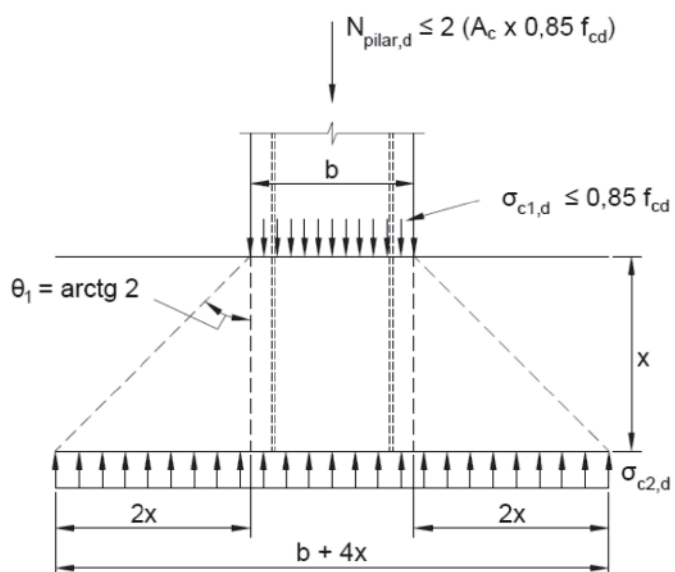


Figura 5
Tensões nos planos horizontais do bloco (FUSCO [5])

Esse método difere em relação ao método de Blévoit em um ponto fundamental: a geometria dos nós e, conseqüentemente, na forma de verificar a segurança ao esmagamento da biela. Além disso, [5] admite ângulos de inclinação das bielas (θ) até o limite inferior de $26,6^\circ$ ($\arctg 1/2$), porém recomenda, por segurança, o limite mínimo de $33,7^\circ$ ($\arctg 2/3$).

No caso do nó comprimido abaixo da base do pilar, [5] assume uma abertura de carga com inclinação $\theta_1 = 63,4^\circ$ (conforme Figura 5) e considera, para o dimensionamento do bloco, que o esforço solicitante no pilar é igual à resistência da seção da base sem confinamento e com a contribuição da armadura. Além disso, busca uma profundidade x do bloco em que a tensão vertical é igual a:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{pilar,d}}{A_{c,amp}} = \frac{N_{rd}}{(a + 4x)(b + 4x)} = 0,2 f_{cd} \quad (8)$$

A escolha pelo plano horizontal em que a tensão vertical é igual a 20% da resistência de cálculo se justifica, pois [5] limitou a tensão na biela em f_{cd} e impôs o limite inferior do ângulo da biela ($\arctg 1/2$). Com isso, a segurança em relação ao esmagamento da biela é verificada ao garantir inclinações maiores que $\arctg 2/3$ (valor recomendado). Uma vez determinado esse plano, o método é equivalente ao modelo de bielas de Blévoit com pilar fictício de área ampliada ($A_{c,amp}$), logo:

$$\sigma_{cd,pilar}^{bie} = \frac{N_{pilar,d}}{A_{c,amp} \cdot \text{sen}^2(\arctg 1/2)} = \frac{0,20 f_{cd}}{\text{sen}^2(\arctg 1/2)} = f_{cd} \quad (9)$$

Em que:

$$A_{c,amp} = (a + 4x)(b + 4x) \quad (10)$$

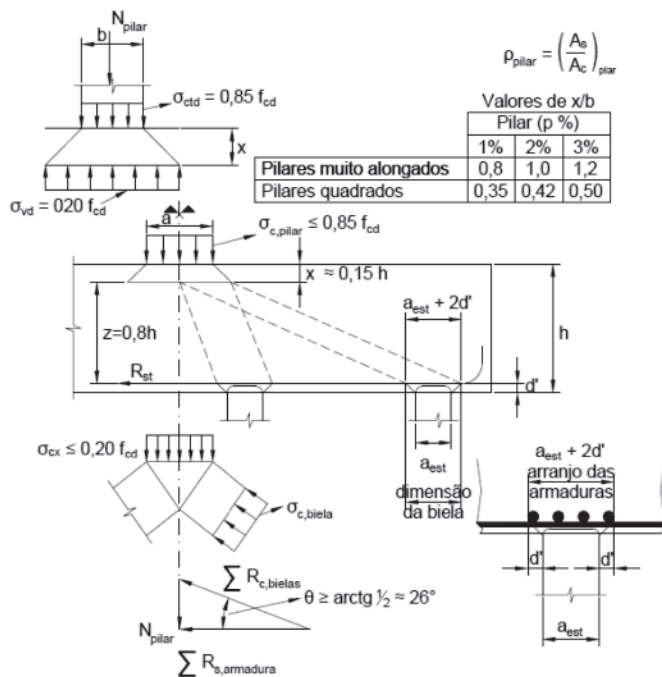


Figura 6 Resistência das bielas junto ao pilar (FUSCO [5])

O limite de f_{cd} para a biela no nó comprimido, segundo [5], é amplamente a favor da segurança por se tratar de uma carga aplicada em área reduzida e confinada.

Fusco [5] assume que a armadura do pilar auxilia o concreto na transmissão dos esforços ao bloco e considera que “a transferência de esforços das armaduras dos pilares para o concreto, em comprimentos de aderência da ordem de 10 a 15 diâmetros das barras dessas armaduras, é perfeitamente realizável”.

De forma a simplificar a determinação da profundidade em que a tensão vertical é igual a $0,2 f_{cd}$, Fusco [5] definiu valores de x em função da taxa de armadura longitudinal do pilar, conforme ilustrado na Figura 6.

Junto ao fundo do bloco (Figura 7), a tensão nas bielas é função da tensão atuante na seção transversal das estacas projetada e ampliada até o nível das armaduras, onde ocorre o equilíbrio da biela.

Fusco [5] admitiu que a relação entre o diâmetro (ou lado) da estaca a_{est} e a distância d' (medida entre o fundo do bloco e o nível das armaduras) é aproximadamente:

$$d' \approx 0,20 a_{est} \quad (11)$$

O diâmetro (ou lado) $a_{est,amp}$ da seção ampliada da estaca corresponde a:

$$a_{est,amp} = a_{est} + 2d' \approx 1,4 a_{est} \quad (12)$$

Uma vez que a tensão na biela é limitada em $\sigma_{cb,d,est}^{bie} \leq f_{cd}$, a máxima tensão vertical junto ao nó inferior (assumindo, novamente o ângulo limite $\arctg 1/2$) se limita a:

$$\sigma_{cv,d,est} = \frac{N_d}{n_{est} \cdot A_{est,amp}} \leq 0,20 f_{cd} \quad (13)$$

Em que:

n_{est} é a quantidade de estacas existente no bloco de fundação;

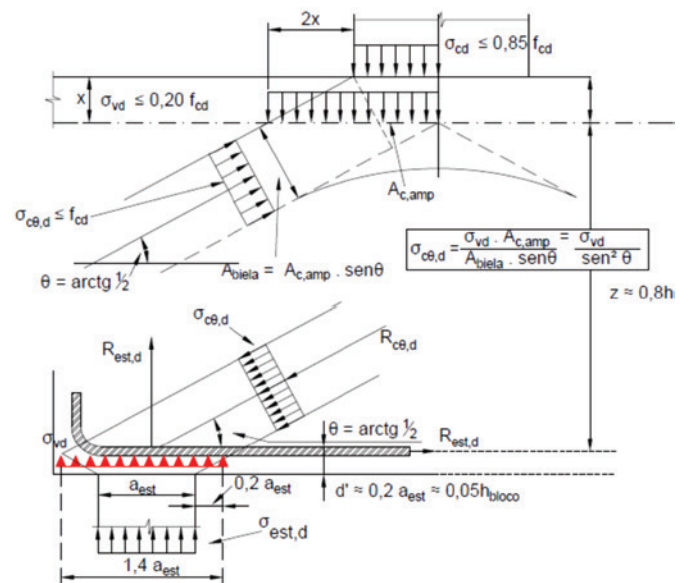


Figura 7 Resistência das bielas junto às estacas (Fusco [5])

$A_{est,amp}$ é a área ampliada sobre a estaca.

Na região da estaca, Fusco [5] recomenda abertura de carga com ângulo de 45° , o que difere da abertura na região do pilar.

Pode-se considerar que o método de Fusco é uma adaptação do método de Blévoet considerando que o pilar possui geometria alargada ($[a + 4x]$ e $[b + 4x]$) e altura útil do bloco menor ($d-x$). Esse artifício de ampliar ficticiamente a área do pilar fornece tensões atuantes menores em relação ao método de Blévoet e permite que os limites de nós e bielas de diversos códigos e normas possam ser aplicados. No entanto, é importante ressaltar que esses limites geralmente não consideram o confinamento (são válidos para elementos planos).

3.3 Adebar e Zhou (1996)

Adebar e Zhou ([7] e [8]) basearam-se em estudos analíticos e experimentais de bielas comprimidas de concreto sem armadura e propuseram um limite de resistência para a biela em garrafa tridimensional, caso de blocos. A tensões máximas nas zonas nodais devem ser limitadas a:

$$f_{bie} = f'_c + 6\alpha\beta\sqrt{f'_c} \quad (14)$$

Em que,

f'_c – resistência à compressão do concreto especificada em projeto, conforme ACI 318 [19].

$$\alpha = \frac{1}{3} \cdot \left(\sqrt{A_2/A_1} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (15)$$

$$\beta = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{h_s}{b_s} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (16)$$

O parâmetro α considera o confinamento da biela. A relação A_2/A_1 é similar à relação A_{c1}/A_{c0} da NBR 6118 [4] para cálculo da resistência à força de compressão em área reduzida. O parâmetro β considera a geometria da biela. De maneira a calcular a resistência do bloco em relação ao esmagamento da biela quando existem

duas ou mais bielas se encontrando no nó comprimido abaixo do pilar, a relação h_s/b_s pode ser aproximada ([8]) por:

$$\frac{h_s}{b_s} \approx \frac{2d}{a_c} \quad (17)$$

Em que d é a altura útil do bloco e a_p é a largura ou diâmetro do pilar. Para determinar a resistência do bloco em relação ao esmagamento da biela na região da estaca, a relação h_s/b_s pode ser aproximada ([8]) por:

$$\frac{h_s}{b_s} \approx \frac{d}{a_{est}} \quad (18)$$

Em que a_{est} é o diâmetro ou largura da estaca.

Segundo os pesquisadores [8], a abordagem proposta tem por objetivo o dimensionamento de blocos altos e não é aplicável em blocos esbeltos. Eles reconhecem que é difícil separar os dois tipos e que alguns blocos podem ter comportamento intermediário. A metodologia proposta em [7] e [8] não é clara quanto ao braço de alavanca a ser usado no cálculo da armadura, por isso, este método não foi comparado com os ensaios das Tabelas 1 e 2.

3.4 Santos et al. [3]

O modelo recentemente desenvolvido por Santos et al. [3] mescla o modelo simplificado de Blévoet e Frémy [1] com o conceito de abertura de carga utilizada por Fusco [5].

Esse modelo foi desenvolvido pela necessidade em se utilizar os limites de resistência de nós e bielas da norma brasileira, que são limites baseados para elementos planos. No entanto, o modelo proposto é geral e não se limita a valores específicos.

O modelo consiste em uma adaptação do método clássico com a consideração mais consistente do nó superior. Além disso, foi proposto um pequeno ajuste na verificação dos nós sobre as estacas, baseado nas considerações de Fusco [5], conforme Figura 8.

As expressões utilizadas para o cálculo das tensões são similares

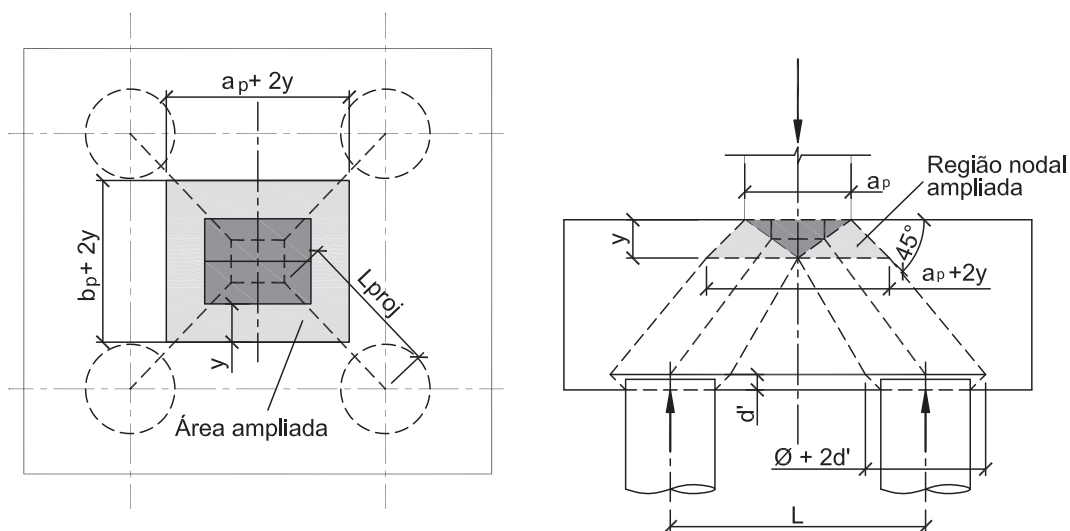


Figura 8

Modelo de bielas e tirantes com a consideração de nó comprimido dentro do bloco (SANTOS et al. [3])

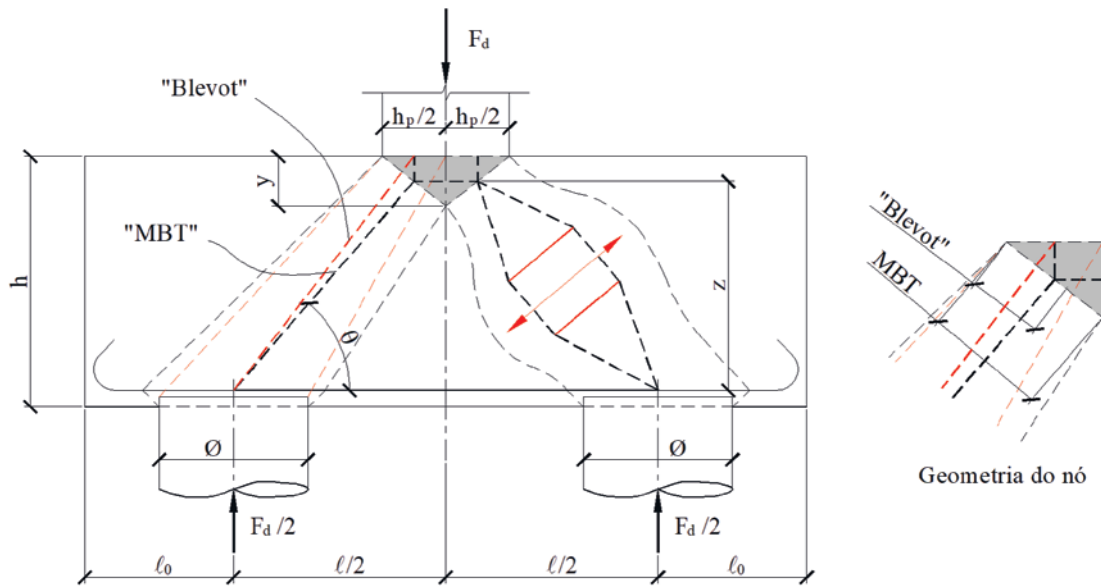


Figura 9
 Comparação entre o modelo de bielas e tirantes e o modelo proposto em Blévoet e Frémy [1] (SANTOS et al. [3])

às equações (5) e (6), mas a área do pilar (ou a área da estaca) é substituída por uma área ampliada com abertura de 45° que determina, de forma mais racional, a área da biela na região do pilar (ou da estaca). O ideal seria fazer a abertura baseada na inclinação da própria biela, no entanto, em geometrias mais complexas, associadas a diversas inclinações das bielas de compressão, a abertura de 45° parece simplificar o modelo sem perdas significativas de precisão.

simplificar o modelo sem perdas significativas de precisão. Uma comparação entre as geometrias das bielas do método de Blévoet e Frémy [1] e do modelo de bielas e tirantes (MBT) genera-

lizado por Schlaich et al. [20] é mostrada na Figura 9. Nota-se que os dois modelos definem inclinações de bielas de formas diferentes. Enquanto o “método de Blévoet” define a tangente do ângulo pela razão d/L_{proj} , o modelo de bielas e tirantes define pela razão z/L_{proj} , em que, $z = d - 0,5y$ e L_{proj} é a projeção horizontal da biela (ver Figura 8).

As expressões propostas por Santos et al. [3] são similares a Fusco [5]:

$$\sigma_{cd,est}^{bie} = \frac{F_{d,est}}{A_{amp,est} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq f_{cd3} \tag{19}$$

$$\sigma_{cd,pilar}^{bie} = \frac{F_{d,pilar}}{A_{amp,pilar} \cdot \text{sen}^2(\theta)} \leq f_{cd1} \tag{20}$$

em que,

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd};$$

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd};$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck}/250, f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Embora existam semelhanças com o método de Fusco [5], o modelo de bielas e tirantes proposto por Santos et al. [3] não equivale ao método de Blévoet com pilar fictício mais largo. A área ampliada é apenas um artifício de cálculo da tensão de compressão na biela. A proposta é baseada em dois modos equivalentes de determinação da largura da biela em elementos planos. O cálculo dessa largura pode ser feito pela geometria do nó ou pelo conceito de abertura de carga, com inclinação igual ao da biela, conforme as expressões (ver Figura 10):

$$a_{bie} = a_p/2 \cdot \text{sen}\theta + y \cdot \text{cos}\theta \text{ ou } a_{bie} = a_{p,amp}/2 \cdot \text{sen}\theta \tag{21}$$

A resistência do nó sob o pilar adotada em Santos et al. [3] é, a favor da segurança, o valor definido no item 22.1 da NBR 6118 [4] para o nó CCC, independentemente da quantidade de estacas. Os nós sobre as estacas são considerados como CCT.

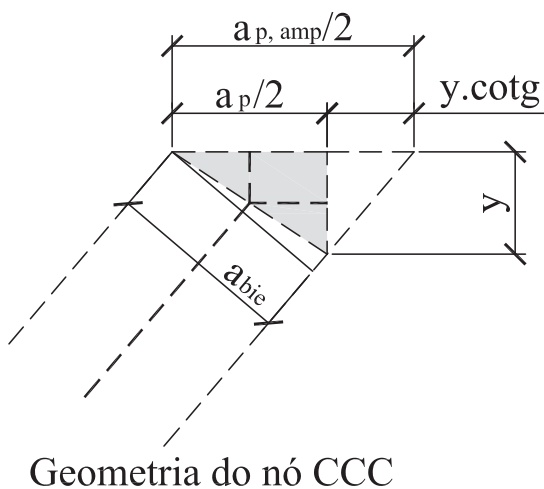


Figura 10
 Equivalência entre abertura de carga e a geometria proposta por Schlaich et al. [20]

Por se tratar de limites de resistência em elementos planos e, portanto, que não consideram o confinamento em elementos tri-dimensionais como blocos de fundação, as comparações em relação aos ensaios foram realizadas com dois limites de resistência para o nó superior: f_{cd1} e $0,85 \cdot f_{cd}$. O parâmetro α_{v2} foi eliminado em uma das análises devido ao confinamento na região do pilar. O método consiste em determinar a profundidade do nó comprimido sob o pilar de forma iterativa, buscando o limite de resistência da biela. O roteiro de cálculo é mostrado a seguir:

- I. Adota-se y (por exemplo: $y = 0,2d$);
- II. Determina-se a inclinação da biela (desejável $\theta \geq 45^\circ$);
- III. Verificam-se as tensões de compressão no nó sob o pilar;
- IV. Caso a tensão no nó superior não seja igual ao limite de resistência, busca-se y iterativamente até que a tensão solicitante seja igual a tensão resistente;
- V. Determina-se a inclinação da biela e as armaduras principais sobre as estacas;
- VI. Verificam-se as tensões de compressão no nó sobre as estacas;
- VII. Determinam-se armaduras de distribuição, pele e demais armaduras secundárias que sejam necessárias.

É importante observar que esse método produz mais armaduras que o método descrito em [1]. Exceção pode ocorrer em blocos sobre duas estacas, devido ao fator de 1,15 proposto por Blévoit e Frémy [1].

3.5 Algumas diferenças entre os métodos

O modelo de Santos et al. [3] assume que há redistribuição dos esforços internos de forma que o Estado-Limite Último (ELU) é alcançado quando a resistência do nó superior do bloco e a força resistente da armadura são atingidos ao mesmo tempo.

Essa hipótese é adequada desde que o nó inferior sobre a estaca ou a biela não esgotem as suas resistências, uma vez que a capa-

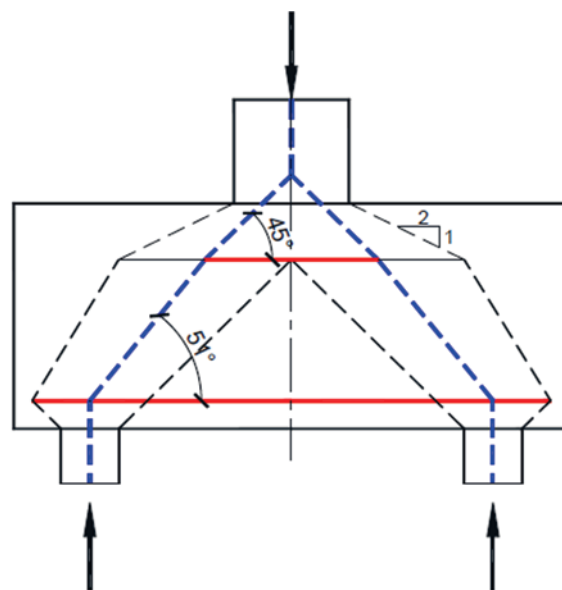


Figura 11
Campos de tensões possíveis pelo modelo de Fusco [5]

cidade de redistribuição de esforços do bloco depende, em grande parte, do escoamento das armaduras.

A partir disso, pode-se afirmar que esse modelo possui similaridades com os modelos baseados na teoria de flexão e, de forma equivalente, é necessário garantir a capacidade de deformação plástica. Isso pode ser realizado de forma simplificada controlando a profundidade da linha neutra. Estudos preliminares mostram que o limite y/d menor ou igual a 0,3 é adequado.

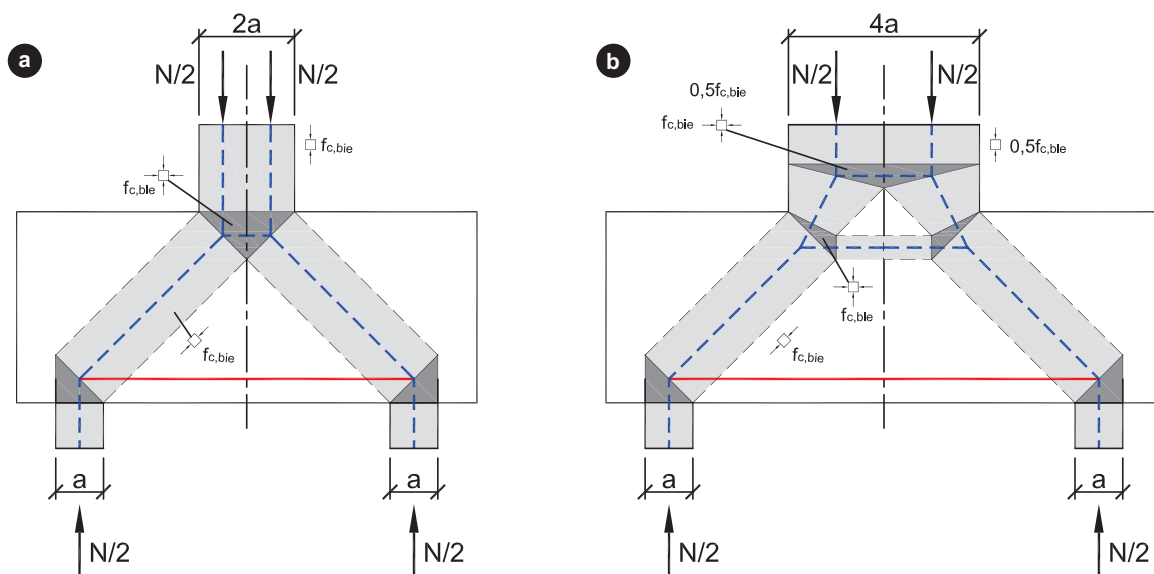


Figura 12
Modelo de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas: a) tensão solicitante no pilar igual à resistência do concreto e b) tensão solicitante no pilar menor que a resistência do concreto

Em contrapartida, no modelo de Blévoit o ELU é alcançado através de um de três limites resistência distintos, em que apenas a inclinação da biela é um fator comum. Existe um limite de resistência dado pela força resistente das armaduras, outro limite definido pelas tensões na biela junto ao pilar e um último pelas tensões na biela junto às estacas.

No caso de dimensionamento pelo método clássico, se o ELU for verificado pela resistência da biela, apenas o aumento da resistência do concreto ou a mudança na geometria do bloco (altura, por exemplo) é permitida. No entanto, no modelo proposto por Santos et al. [3], permite-se que esse caso seja resolvido aumentando a quantidade de armadura. A força resistente de tração aumenta, junto com as forças de compressão no nó superior; para manter as tensões dentro do limite de resistência, a profundidade do nó

comprimido sob o pilar aumenta, resultando em um aumento da resistência do bloco.

Essa diferença entre os modelos é muito importante, pois aumentar a resistência do concreto ou a geometria do bloco pode ser antieconômico.

O modelo de Fusco também considera que a resistência do nó superior depende da armadura. No entanto, como a abertura de carga é grande, o método permite que o ângulo de inclinação da biela seja maior que o determinado pelo modelo de Blévoit, o que produz uma geometria de bielas e tirantes irreais, com esforços de tração na região superior do bloco (Figura 11).

O modelo de Fusco foi idealizado para ângulos de bielas próximos de $\arctg 2/3$. De modo a corrigir a geometria mostrada na Figura 11, a abertura de carga poderia ser menor para ângulos maiores, no

Tabela 3

Comparação dos métodos de Blévoit, Fusco e Santos et al. com ensaios experimentais

Nome	F_{ensaio} (tf)	Blévoit	$F_{\text{ensaio}} / F_{\text{teórico}}$		
			Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
4N2	658	1,10	1,16	1,14	1,04
4N2 ^{bis}	739	1,12	1,20	1,18	1,03
4N4	753	1,01	1,04	1,03	1,85
4N4 ^{bis}	875	1,06	1,09	1,07	1,79
2,2	81	1,11	1,18	1,16	1,34
2,3	74	1,20	1,26	1,24	1,27
3,1	47,5	1,20	1,30	1,27	1,19
1A,2 ^{bis}	117,75	1,16	1,23	1,21	1,92
1A,3	118,5	1,16	1,27	1,24	1,76
9,A1	120	1,21	1,14	1,13	-
9,A2	190	1,28	1,27	1,26	-
10,1a	85	1,15	1,26	1,23	1,61
10,1b	80	0,89	1,01	0,98	1,21
11,1a	56,25	0,82	0,83	0,82	1,37
11,1b	49,25	0,99	0,97	0,97	-
11,2a	55,75	0,68	0,69	0,68	1,18
11,2b	58,5	0,76	0,77	0,76	1,27
A2	142	1,11	1,16	1,15	1,77
A3	134	1,03	1,10	1,08	1,49
A5	140	1,12	1,15	1,13	1,78
A6	123	1,01	1,02	1,01	1,61
A8	151	1,18	1,24	1,22	1,88
BPC-20-1	51,9	1,43	1,43	1,43	1,43
BPC-20-2	52,9	1,46	1,46	1,46	1,46
BPC-25-1	81,8	1,35	1,39	1,36	1,35
BPC-25-2	81,3	1,35	1,35	1,35	1,34
BPC-20-30-1	50	1,68	1,68	1,68	1,68
BPC-20-30-2	49,5	1,67	1,67	1,67	1,67
BPC-30-30-1	103,9	1,57	1,57	1,57	1,57
BPC-30-30-2	102,9	1,56	1,56	1,56	1,56
BP-30-25-1	85,3	1,38	1,38	1,38	1,36
BPC-30-25-2	87,2	1,42	1,42	1,42	1,39
Média		1,19	1,23	1,21	1,49
Desvio padrão		0,25	0,24	0,24	0,25
Coefficiente de variação		0,21	0,19	0,20	0,17

Notas: Ensaio rápido (de curta duração), sem consideração do fator 0,85; Fatores de segurança (γ_c e γ_s) foram eliminados (ou assumidos iguais a unidade).

¹ Resistência do nó superior prescrito pela NBR 6118 [4]; ² (2) Resistência do nó superior sem considerar o fator α_{s2} .

entanto, as comparações com os ensaios serão realizadas com as prescrições originais do método.

4. Resultados e discussões

A Tabela 3 mostra a relação entre a carga de ruptura reportada para o ensaio e o valor teórico obtido pelos modelos discutidos anteriormente (exceto o modelo de Adebar e Zhou [8]). O modelo de Santos et al. [3] aparece duas vezes na tabela, pois são utilizados dois valores distintos de resistência do nó superior: o valor originalmente proposto, baseado na NBR 6118 [4], e um novo valor em que se elimina o fator de efetividade, ou seja, o limite de $0,85 \cdot f_{cd}$.

A partir da comparação feita na Tabela 3, percebe-se que os modelos de Blévoit [1] e Santos et al. [3] têm respostas parecidas em termos da relação entre a carga de ruptura e a teórica prevista, o modelo de Fusco se mostrou bastante conservador devido ao limite de tensão vertical na região da estaca. Além disso, em alguns

blocos ensaiados, não foi possível determinar x (profundidade de abertura de carga).

A Tabela 4 mostra a previsão do modo de ruptura de cada modelo. No modelo de Blévoit existem três possíveis modos de ruptura que são: pelo escoamento da armadura (descrito na tabela como Armadura), pelo esmagamento da biela na região do pilar (Pilar) ou pelo esmagamento da biela na região da estaca (Estaca). No modelo proposto por Santos et al. [3] (e no modelo de Fusco [5]), em geral, só existem dois modos: ruptura do nó superior ou da biela após o escoamento das armaduras (descrito na tabela como Arm./Pilar) ou ruptura do nó inferior ou da biela sem o escoamento das armaduras (Estaca).

Adicionalmente, percebe-se que os coeficientes de variação (cv) são elevados e isso mostra a complexidade do problema. Park et al. [18] e Adebar e Zhou [8] compararam alguns ensaios experimentais com métodos baseados em modelos de bielas e tirantes e na analogia de laje (método baseado na teoria de flexão e cisalhamento) e, mesmo com cv relativamente alto, o MBT se mostrou mais confiável.

Tabela 4

Modos de ruptura previsto pelos modelos de Blévoit, Fusco e Santos et al. com ensaios experimentais

Nome	Blévoit	Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
4N2	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar
4N2 ^{bis}	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar
4N4	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
4N4 ^{bis}	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
2,2	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
2,3	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
3,1	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
1A,2 ^{bis}	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
1A,3	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
9,A1	Pilar	Estaca	Estaca	-
9,A2	Pilar	Estaca	Estaca	-
10,1a	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
10,1b	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
11,1a	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
11,1b	Pilar	Estaca	Estaca	-
11,2a	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
11,2b	Pilar	Estaca	Estaca	Estaca
A2	Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
A3	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
A5	Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
A6	Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
A8	Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Estaca
BPC-20-1	Armadura	Armadura	Armadura	Armadura
BPC-20-2	Armadura	Armadura	Armadura	Armadura
BPC-25-1	Armadura	Arm./Pilar	Arm./Pilar	Arm./Pilar
BPC-25-2	Armadura	Armadura	Armadura	Arm./Pilar
BPC-20-30-1	Armadura	Armadura	Armadura	Armadura
BPC-20-30-2	Armadura	Armadura	Armadura	Armadura
BPC-30-30-1	Armadura	Armadura	Armadura	Arm./Pilar
BPC-30-30-2	Armadura	Armadura	Armadura	Arm./Pilar
BP-30-25-1	Armadura	Armadura	Armadura	Arm./Pilar
BPC-30-25-2	Armadura	Armadura	Armadura	Arm./Pilar

¹ Resistência do nó superior prescrito pela NBR 6118 [4]; ² (2) Resistência do nó superior sem considerar o fator α_{v2} .

Tabela 5Parâmetros estatísticos da incerteza de modelo ($F_{\text{ensaio}} / F_{\text{teórico}}$) separando os ensaios por pesquisador

Referência dos ensaios	Parâmetros estatísticos	$F_{\text{ensaio}} / F_{\text{teórico}}$			
		Blévtot	Santos et al. ¹	Santos et al. ²	Fusco
Blévtot e Frémy [1]	Média	1,05	1,10	1,08	1,42
	Desvio padrão	0,17	0,19	0,18	0,31
	cv	0,16	0,17	0,17	0,22
Clarke [9]	Média	1,09	1,13	1,12	1,71
	Desvio padrão	0,07	0,08	0,08	0,15
	cv	0,06	0,07	0,07	0,09
Susuki et al. [10]	Média	1,49	1,49	1,49	1,48
	Desvio padrão	0,12	0,12	0,12	0,13
	cv	0,08	0,08	0,08	0,09

¹ Resistência do nó superior prescrito pela NBR 6118 [4]; ² (2) Resistência do nó superior sem considerar o fator α_{v2} .

A Tabela 5 mostra os parâmetros estatísticos por grupo de ensaios de cada pesquisador. Essa análise mostra a grande diferença na previsão da carga de ruptura quando selecionamos apenas os ensaios de Susuki et al. [10]. No caso dos ensaios de Blévtot e Frémy [1] e o de Santos et al. [3] são parecidos. O modelo de Fusco continua bastante conservador.

No conjunto de ensaios selecionados de [1], nota-se que os 4 últimos ensaios (11,1a, 11,1b, 11,2a e 11,2b) não foram bem previstos pelos modelos discutidos. Blévtot ([1]) descreve que a ruptura ocorreu com grandes fissuras verticais e inclinadas, típico de ruptura frágil. Esse comportamento pode indicar ruptura por insuficiência de ancoragem das barras. A média e o coeficiente de variação da relação entre carga de ruptura experimental e carga teórica, sem esses ensaios, são iguais a: 1,14 e 0,09, para o modelo de Blévtot

Tabela 6

Comparação do modelo de Fusco com os ensaios de Blévtot e Frémy [1]

Identif.	$F_{\text{ensaio}} / F_{\text{teórico}}$	
	Fusco ¹	Fusco ²
4N2	1,04	1,04
4N2 ^{bis}	1,03	1,03
4N4	1,85	0,85
4N4 ^{bis}	1,79	0,91
2,2	1,34	0,99
2,3	1,27	1,09
3,1	1,19	1,19
1A,2 ^{bis}	1,92	0,78
1A,3	1,76	0,99
10,1a	1,61	0,69
10,1b	1,21	0,68
11,1a	1,37	0,48
11,2a	1,18	0,47
11,2b	1,27	0,53
Média	1,45	0,79
Desvio	0,28	0,23
cv	0,20	0,29

¹ Verificação do nó sobre a estaca limitando a tensão vertical;

² Verificação do nó sobre a estaca limitando a tensão na biela.

[1]; 1,20 e 0,08, para o modelo de Santos et al. [3] (sem considerar α_{v2} na resistência à compressão da biela). Percebe-se a melhora na previsão de ambos (devido a redução do desvio padrão).

Os corpos-de-prova dos ensaios de Susuki et al. [10] tinham pilares com grandes dimensões resultando na ruptura do bloco por flexão e tensões verticais na base dos pilares (para a carga de ruptura) relativamente baixas em comparação com a resistência do concreto à compressão. Nesses casos, o equacionamento do modelo de Santos et al. [3] torna-se equivalente ao do método clássico, pois mesmo com γ igual a zero, a segurança em relação ao esmagamento da biela ou ruptura do nó superior é verificada.

O conservadorismo, observado em função da resistência do pilar ser muito maior que a carga aplicada, sugere que o modelo a ser utilizado difere dos modelos analisados, ou seja, este caso está fora da aplicabilidade desses métodos, embora eles possam ser utilizados a favor da segurança. Um modelo de bielas e tirantes mais adequado seria o mostrado na Figura 11.

Em face do conservadorismo do modelo de Fusco, dado pela limitação da tensão vertical na região da estaca, uma segunda análise foi realizada limitando a tensão na biela em fcd. Os resultados das duas análises são mostrados na Tabela 6.

No caso dos ensaios analisados, o modelo de Fusco se mostrou sensível a determinação da área ampliada da estaca, por exemplo, nos ensaios reduzidos de Blévtot (Figura 2) foi considerada que não há abertura de carga, uma vez que a distância da borda da estaca à borda do bloco é de apenas 2 cm e provavelmente não há armadura neste trecho. Se considerarmos abertura de carga até a borda do bloco, teríamos um aumento de resistência na região da estaca de 65% (182/142-1), o que melhoraria sensivelmente a previsão em relação a esses ensaios.

5. Conclusões

Neste estudo, quatro modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos de fundações foram analisados, sendo que três deles foram comparados com resultados experimentais.

O método clássico de Blévtot [1], muito utilizado no Brasil, mostra-se adequado e um pouco conservativo em relação ao conjunto de ensaios analisados. Esse modelo determina a tensão na biela comprimida de forma convencional que resulta em tensões maiores que as "reais".

O modelo de Fusco [5] baseia-se no modelo clássico e introduz o conceito de abertura de carga de modo a determinar de forma mais realista a tensão de compressão na biela. As comparações com ensaios mostram que o modelo de Fusco é muito sensível a essa abertura de carga. Além disso, Fusco [5] idealizou o modelo para blocos com ângulos de bielas mais abatidos e, por isso, as previsões por esse modelo são muito conservativas.

O modelo recentemente apresentado por Santos et al. [3] mescla o modelo clássico com o conceito de abertura de carga de Fusco [5] de maneira consistente com os modelos de bielas e tirantes e campos de tensões. As comparações experimentais mostram que o resultado desse modelo é parecido com o do método clássico, ou seja, tem segurança adequada.

A comparação dos modelos de bielas e tirantes mais utilizados no Brasil com os resultados experimentais mostra que o nível de segurança do modelo recentemente proposto por Santos et al. [3] é equivalente ao do método clássico de Blévoit, muito utilizado no Brasil. No entanto, a grande diferença entre eles não pôde ser evidenciado pelos ensaios selecionados, pois as taxas mecânicas de armadura dos corpos-de-prova não eram altas.

O modelo de Santos et al. [3] permite a utilização dos limites de resistência de nós e bielas prescritas pela norma brasileira em vigor (que são aplicáveis a elementos planos) sem acrescentar excessivo conservadorismo em relação ao modelo de Blévoit.

A partir das comparações experimentais, propõe-se a eliminação do fator de efetividade (α_{v2}) na verificação da resistência do nó superior para blocos com 4 ou mais estacas.

6. Referências bibliográficas

- [1] BLEVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics.*, Paris, v.20, n.230.
- [2] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1970). CEB-FIP Recommendations particulières au calcul et à l'exécution des semelles de fondation. *Bulletin d'Information*, Paris, n.73.
- [3] Santos, D. M.; Marquesi, M. L.; Stucchi, F. R. (2015). Dimensionamento de blocos de fundações sobre 2 e 4 estacas. In: ABNT NBR 6118:2014 comentários e exemplos de aplicação. IBRACON, 455-478, São Paulo.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). NBR6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.
- [5] FUSCO, P. B. (1995). Técnicas de armar as estruturas de concreto. Editora PINI, São Paulo.
- [6] ADEBAR, P.; KUCHMA, D. COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: An experimental study. *ACI Journal*, v. 87, n.1, p.81-91.
- [7] ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1993). Bearing strength of compressive struts confined by plain concrete. *ACI Journal*, v. 90, n.5, p.534-541.
- [8] ADEBAR, P.; ZHOU, Z. (1996). Design of deep pile caps by strut-and-tie models. *ACI Journal*, v. 93, n.4, p.1-12.
- [9] CLARKE, J. L. (1973). Behavior and design of pile caps with four piles. Cement and concrete association, London, 19p. (Technical Report, n. 42.489).
- [10] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1998). Influence of bar arrangement on ultimate strength of four pile caps. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 20, pp. 195-202.
- [11] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUBATA, T. (1999). Experimental Study on Four-Pile Caps with Taper. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 21, pp. 327-334.
- [12] SUZUKI, K.; OTSUKI, K.; TSUHIYA, T. (2000). Influence of Edge Distance on Failure Mechanism of Pile Caps. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 22, pp. 361-366.
- [13] SUZUKI, K., and OTSUKI, K., (2002). Experimental Study on Corner Shear Failure of Pile Caps, *Transactions of the Japan Concrete Institute*, V. 23, 2002
- [14] CAO, J. (2009). The shear behavior of the reinforced concrete four-pile caps. University of Southampton, United Kingdom, PhD Thesis.
- [15] MIGUEL, G. M. (2000). Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [16] BARROS, R. (2013). Análise numérica experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido utilizado na ligação pilar-fundação. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [17] MUNHOZ, F. S. (2014). Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- [18] PARK, J., KUCHMA, D. e SOUZA, R. (2008). Strength predictions of pile caps by a strut-and-tie model approach. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 31, n.1, p.109-119.
- [19] ACI COMMITTEE 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete: (ACI 318-14) and Commentary. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- [20] SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, v.32, n.3; p.75-150.
- [21] MUTTONI, A.; SCHWARTZ, J.; THÜRLIMANN B. (1997). Design of concrete structures with stress fields. Birkhäuser, 143p.
- [22] CARVALHO, M. L. (2018). Análise de confiabilidade de modelos de capacidade resistente de blocos de fundação. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Interaction dam-reservoir: study of conservative and dissipative effects

Interação barragem-reservatório: estudo dos efeitos conservativos e dissipativos

S. F. DA SILVA ^a

seleniofeio@yahoo.com.br
<https://orcid.org/0000-0003-1383-8163>

L. J. PEDROSO ^b

lineujp@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-2734-3260>

Abstract

In this paper, the Laplace's equation is solved analytically in the complex plane for the field of hydrodynamic pressures generated by the rigid body movement of a dam against a reservoir with infinite domain and incompressible fluid. The force the reservoir fluid exerts on the face of the dam is determined through the integration of the hydrodynamic pressure in the complex plane. The conservative effects (real part) and dissipative effects (imaginary part) of the force are analyzed as a function of the Froude number. The asymptotic solution of the aforementioned effects are also presented in this paper.

Keywords: dam-reservoir interaction, hydrodynamic pressure, equation of Laplace.

Resumo

Neste trabalho, a equação de Laplace é resolvida analiticamente no plano complexo para o campo de pressões hidrodinâmicas gerado pelo movimento de corpo rígido da barragem na presença de um meio fluido infinito e incompressível (um reservatório). A força exercida pelo fluido do reservatório na face da estrutura da barragem é então determinada através da integração da pressão hidrodinâmica no plano complexo, e os efeitos conservativos (parte real desta força) que traduzem os aspectos inerciais da interação barragem-reservatório, e os efeitos dissipativos (parte imaginária desta força) que traduzem os aspectos de amortecimento desta interação são analisados em função de um parâmetro escalar característico de fluxo de superfície livre (número de Froude). É feita, também, a apresentação das soluções assintóticas para os efeitos citados.

Palavras-chave: interação barragem-reservatório, pressão hidrodinâmica, equação de Laplace.

^a Federal University of Pará, Institute of Technology, Belém, PA, Brazil;

^b University of Brasília, Faculty of Technology, Brasília, DF, Brazil.

1. Introduction

Westergaard [18] not considering the effect of free surface waves, developed an exact analytical series solution for the Laplace equation that represents the problem illustrated in Figure 1. Even without considering the effects of free surface waves, the work performed by Sharan [14] and Kuçukarslan [7] using the Finite Element Method. Silva & Pedroso [15] and Silva [16], using the Variable Separation Technique, presented solutions for the Laplace equation using a truncation surface at a distance from structure in the infinite domain of an incompressible fluid.

Azevedo [2] used the Boundary Element Method to study the propagation of surface waves. Trindade [17] continued the work of Azevedo by adding an apparatus for the generation and propagation of waves in experimental channels using piston actuators and flap actuators.

The wave attenuation problem at the far-end of the reservoir has also been studied by Gogoi et al. [6]; Parrinello et al. [11]; Li [9]; Bouaanani et al. [3]; Aydin et al. [1]; and Mendes [10].

This paper presents an analytical study of the Laplace equation in the field of complex numbers. Through the linearization of the free surface boundary condition with gravity waves, the field of hydrodynamic pressures, in the complex form, generated by the rigid body movement of the dam, is determined. Also, the conservative and dissipative effects of the force acting on the face of the dam structure as a function of the free surface wave dissipation are also determined, considering its non-reflection condition at far end, as shown in the dam-reservoir interaction scheme shown in Figure 1.

2. Analytical formulation for the hydrodynamic pressure in the complex plane

Considering the incompressible and non-viscous fluid, the hydro-

dynamic pressure in the reservoir resulting from the movement of a submerged structure satisfies the Laplace equation (Lamb [8]):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0 \quad (1)$$

Boundary conditions are based on the following additional assumptions:

- The domain of the fluid extends far boundary and its motion is two-dimensional.
- The fluid-structure interface is vertical.
- The submerged structure is rigid, its height is not less than the depth of the fluid, the structure vibrates in the normal direction of the fluid-structure interface.
- The bottom of the fluid domain is rigid and horizontal.

Considering also the effects of surface waves, and their non-reflection at infinity, the following boundary conditions are obtained:

- At the bottom of the reservoir ($y = 0$): $\frac{\partial p}{\partial y} = 0$ (hard bottom).
- On the free surface ($y = H$): $\frac{\partial p}{\partial y} = \frac{\omega^2}{g} p$ (linearized and in the frequency domain).
- On the fluid-structure interface ($x = 0$): $\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho_f V_g = \rho_f \omega^2 X$ (linear pressure).
- Infinite Domain Reservoir ($x \rightarrow \infty$): $p = 0$ (non-reflection at far end of free surface waves).

The parameter V_g corresponds to the amplitude of the acceleration in the base of the dam that is excited with an harmonic movement of translation with amplitude X and frequency ω . The fluid movement is assumed to occur in the dam-reservoir plane and g corresponds to the acceleration of gravity.

Let be the expression for the field of hydrodynamic pressures $p(x,y)$ sought. Applying the separation of variables technique, see Chakrabarti and Chopra [4], we have:

$$\frac{F''}{F} = -\frac{G''}{G} = K^2 \quad \therefore \begin{cases} G'' + K^2 G = 0 \\ F'' - K^2 F = 0 \end{cases} \quad (2)$$

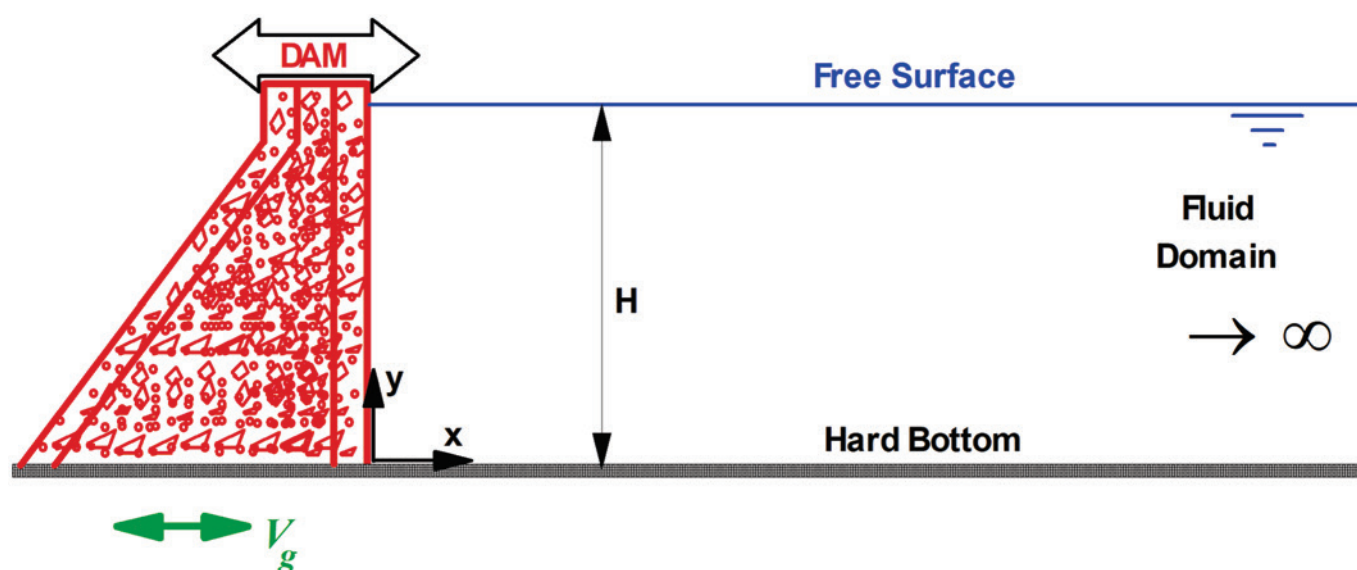


Figure 1
Scheme of the dam-reservoir interaction

For the equation: $G'' + K^2G = 0 \therefore \frac{\partial^2 G}{\partial y^2} + K^2G = 0$

a – In the y direction, if K is real, we find:

$$G_n(y) = B_n \cos(k_n y) \tag{3}$$

Using the boundary condition $\frac{\partial}{\partial y} p(x, y)|_{y=H} = \frac{\omega^2}{g} p$, we have:

$$F(x) [-B_n k_n \sin(k_n H)] = \frac{\omega^2}{g} F(x) [B_n \cos(k_n H)]$$

Like this:

$$-(k_n H) \operatorname{tg}(k_n H) = \frac{\omega^2 H}{g} \tag{4}$$

b – In the y direction, if K is imaginary, we find for the solution ik_0 (with k_0 real):

$$G_0(y) = B_0 \cosh(k_0 y) \tag{5}$$

Using the boundary condition: $ii) \frac{\partial}{\partial y} p(x, y)|_{y=H} = \frac{\omega^2}{g} p$, we have:

$$F(x) [B_0 k_0 \sin(k_0 H)] = \frac{\omega^2}{g} F(x) [B_0 \cos(k_0 H)]$$

Thus:

$$(k_0 H) \operatorname{tgh}(k_0 H) = \frac{\omega^2 H}{g} \tag{6}$$

For the equation $F'' - K^2F = 0 \therefore \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - K^2F = 0$:

a – In the x direction, if K is real, we find:

$$F(x) = C_1 e^{kx} + C_2 e^{-kx}$$

Using the boundary condition $iv) p(x, y)|_{x=\infty} = 0$, we obtain:

$$F_n(x) = C_n e^{-k_n x}$$

Using the boundary condition $iii) \frac{\partial}{\partial x} p(x, y)|_{x=0} = -\rho_f V g$,

$$\text{in } P_n(x, y) = G_n(y) F_n(x), \text{ results: } C_n = \rho_f V g \frac{1}{k_n} \frac{\int_0^H G_n(y) dy}{\int_0^H G_n^2(y) dy}$$

Therefore:

$$F_n(x) = \rho_f V g \frac{\alpha_n}{k_n} e^{-k_n x}, \text{ with } \alpha_n = \frac{\int_0^H G_n(y) dy}{\int_0^H G_n^2(y) dy} \tag{7}$$

b- In the x-direction, if K is imaginary, we find for the solution ik_0 (with k_0 real):

$$F(x) = C_1 e^{ik_0 x} + C_2 e^{-ik_0 x}$$

Using the boundary conditions: $iv) p(x, y)|_{x=\infty} = 0$, we have: $F_0(x) = C_0 e^{-ik_0 x}$, and

$iii) \frac{\partial}{\partial x} p(x, y)|_{x=0} = -\rho_f V g$, in

$$P_0(x, y) = G_0(y) F_0(x) \rightarrow C_0 = \rho_f V g \frac{1}{ik_0} \frac{\int_0^H G_0(y) dy}{\int_0^H G_0^2(y) dy}$$

Like this:

$$F_0(x) = -i \rho_f V g \frac{\alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x}; \text{ with } \alpha_0 = \frac{\int_0^H G_0(y) dy}{\int_0^H G_0^2(y) dy} \tag{8}$$

With Equation 3 and Equation 7, we obtain:

$$P_n(x, y) = \rho_f V g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n x} \cos(k_n y) \tag{9}$$

Table 1
Determination of parameters involved in hydrodynamic force

Froude number squared $F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	Argument of the real part ($k_n H$)	Argument of the imaginary part ($k_0 H$)	Conservative part δ	Dissipative part β
10 ⁻¹ ≡ 0.1	3.1094	0.3216	0.0001	3.1087
0.2	3.0767	0.4627	0.0003	2.1591
0.3	3.0433	0.5767	0.0007	1.7300
0.4	3.0095	0.6778	0.0013	1.4690
0.5	2.9751	0.7717	0.0022	1.2868
0.6	2.9403	0.8611	0.0034	1.1490
0.7	2.9051	0.9476	0.0049	1.0395
0.8	2.8697	1.0324	0.0067	0.9488
0.9	2.8341	1.1163	0.0090	0.8717
10 ⁰ ≡ 1.0	2.7984	1.1997	0.0117	0.8048
2	2.4587	2.0653	0.0669	0.4008
3	2.2045	3.0145	0.1547	0.2129
4	2.0430	4.0027	0.2320	0.1241
5	1.9411	5.0005	0.2876	0.0799
6	1.8734	6.0001	0.3268	0.0555
7	1.8260	7.0000	0.3551	0.0408
8	1.7910	8.0000	0.3763	0.0312
9	1.7644	9.0000	0.3927	0.0247
10 ¹ ≡ 10	1.7434	10.0000	0.4057	0.0200
*3.3	2.1478	3.3088	0.1800	0.1800

* Point of intersection of the curve of the real part with the curve of the imaginary part, see Figure 2.

Table 2
Numeric values for δ and β

$F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	$\Im = \frac{1}{F_r^2}$	δ			β		
		Exact	Asymptotic	Relative error (%)	Exact	Asymptotic	Relative error (%)
1	1	0.0117	0.5428	4539	0.8048	2.0000	147
5	0.2	0.2876	0.5428	89	0.0799	0.0800	0.13
10	0.1	0.4057	0.5428	33	0.0200	0.0200	0.00

With Equation 5 and Equation 8, we get:

$$P_0(x, y) = -i \rho_f V_g \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x} \cosh(k_0 y) \quad (10)$$

In a general representation in the complex plane:

$$p(z) = \rho_f V_g \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n x} \cos(k_n y) - i \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x} \cosh(k_0 y) \right] \quad (11)$$

The Equation 11 corresponds to the analytical expression for the hydrodynamic pressure calculation in the complex plane. Once the expression for the hydrodynamic pressure field in the complex plane, Equation 11, is established, the force exerted by the fluid on the face of the structure is:

$$F(z) = - \int_0^H P(0, y) dy \\ = - \int_0^H \rho_f V_g \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n 0} \cos(k_n y) - i \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 0} \cosh(k_0 y) \right] dy$$

With:

$$\frac{B_n \alpha_n}{k_n} = \frac{B_n \int_0^H G_n(y) dy}{k_n \int_0^H G_n^2(y) dy} = \frac{B_n \int_0^H B_n \cos(k_n y) dy}{k_n \int_0^H B_n^2 \cos^2(k_n y) dy} = \frac{1}{k_n} \frac{2 \operatorname{sen}(k_n H)}{\cos(k_n H) \operatorname{sen}(k_n H) + k_n H}$$

$$\frac{B_0 \alpha_0}{k_0} = \frac{B_0 \int_0^H G_0(y) dy}{k_0 \int_0^H G_0^2(y) dy} = \frac{B_0 \int_0^H B_0 \cosh(k_0 y) dy}{k_0 \int_0^H B_0^2 \cosh^2(k_0 y) dy} = \frac{1}{k_0} \frac{2 \operatorname{senh}(k_0 H)}{\cosh(k_0 H) \operatorname{senh}(k_0 H) + k_0 H}$$

Therefore:

$$F(z) = -\rho_f V_g H^2 \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \operatorname{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)} - i \frac{2 \operatorname{senh}^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{senh}(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right] \quad (12) \\ F_0(z) = \frac{F(z)}{-\rho_f V_g H^2} = \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \operatorname{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)} - i \frac{2 \operatorname{senh}^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{senh}(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right]$$

The Equation 12 corresponds to the analytical expression of the dimensionless hydrodynamic force along the face of the dam in the complex plane.

3. Analysis and graphical representation of results

The real part of the coefficient $F_0(Z)$ presented in Equation 12 will be represented by δ , and the imaginary part of this coefficient will be represented by β , which correspond respectively to the conservative part and the dissipative part of the effect of the fluid on the structure (Gibert [5]). The terms δ and β are functions of the parameter $\frac{\omega^2 H}{g}$, according to the transcendental Equation 4 and Equation 6, respectively.

The parameter $\frac{\omega^2 H}{g}$ involved in the transcendental equations is known as the "Froude number", and expresses the importance of the forces of gravity in relation to the forces of inertia of the fluid (Sancho [13]):

$$F_r = \frac{\text{Force inertia}}{\text{Force gravity}} \propto \frac{\rho L^2 U^2}{\rho g L^3} \Rightarrow F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (13)$$

Where U is a characteristic velocity of the global flow field, g is the acceleration of gravity, and L is a characteristic length of the structure exposed to the flow.

The Froude number can also be considered as the relation between fluid velocity and surface wave velocity, with small disturbance propagation speed ($c = \sqrt{gH}$), where H is the depth of the reservoir. The term "Froude number" honors the English engineer William Froude (1810-1879), who presented this parameter conducting tests in the investigation of the resistance of ship hulls with the use of models (Pedroso [12]). According to Sancho [13], the Froude number can classify the flow regime in:

$Fr < 1$ slow regime: disturbances propagate upstream and downstream.

$Fr > 1$ fast regime: disturbances propagate downstream.

In the case under study, for the harmonic motion of the wave we

have $U = \frac{2\pi}{T} H = \omega H$, with T and ω corresponding to the

period and frequency of the wave, respectively. The Froude number can then be presented as follows (Gibert [5]):

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gH}} = \frac{\omega H}{\sqrt{gH}} \Rightarrow F_r^2 = \frac{\omega^2 H^2}{gH} \therefore F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g} \quad (14)$$

Therefore, by using Equation 4, Equation 6, Equation 12 and Equation 14, the Table 1 and Table 2 are formed. The data in Table 1 and the graphical representation of Figure 2 show the evolution of the real part (δ) and the imaginary part (β) as a function of the square of the Froude number.

The intersection point of the curves in the graph of Figure 2 is shown in Table 1. This point cannot be determined analytically by the conventional process of a system of two simultaneous equations.

3.1 Asymptotical solutions

For the analysis of extreme situations (limits) of the Froude number

($F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$) in the transcendental equations, a new parameter (\Im) is defined as: $\Im = \frac{1}{F_r^2}$. It is observed that:

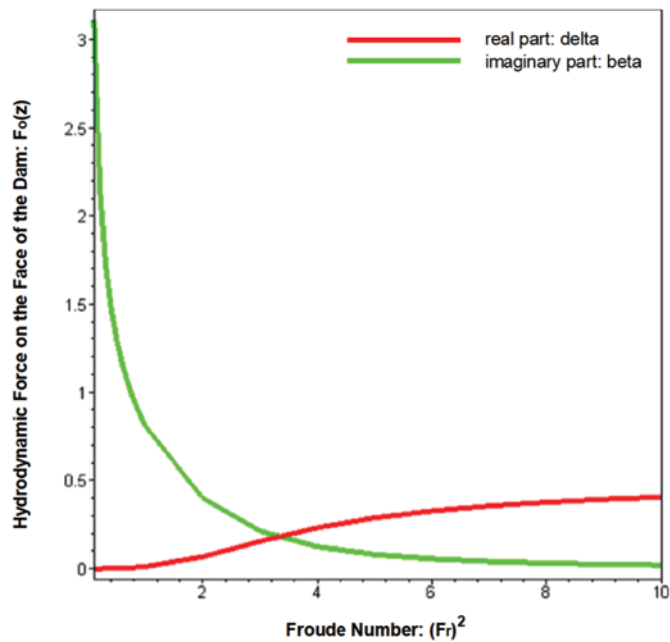


Figure 2
Real (conservative) and imaginary (dissipative) part of the fluid force on the structure

a) For $\Im \ll 1$:

a.1) The Equation 4 can be written as:

$$-(k_n H) \operatorname{tg}(k_n H) = \frac{\omega^2 H}{g} = \frac{1}{\Im} \quad (15)$$

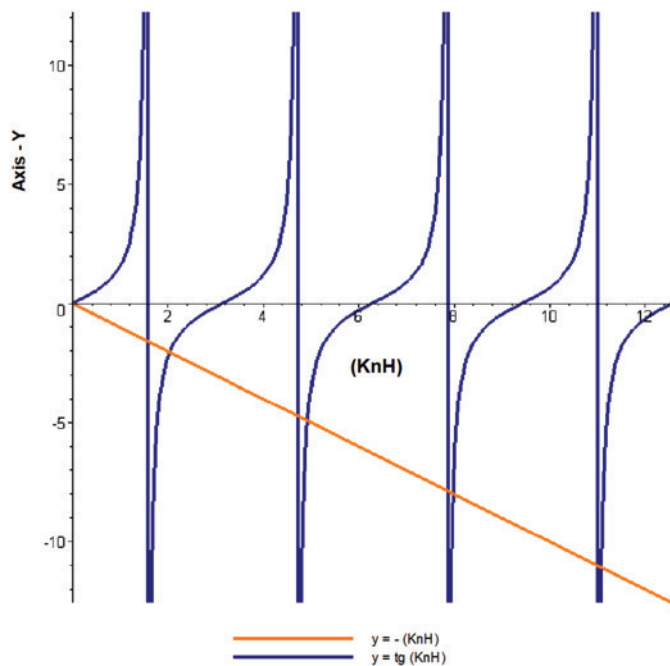


Figure 3
Graph of the transcendental equation corresponding to equation 15

The Figure 3 represents the graph of the transcendental equation corresponding to Equation 15.

From the graph in Figure 3:

$$\Im \rightarrow 0 \Rightarrow \frac{1}{\Im} \rightarrow \infty \Rightarrow k_n H \cong (2n - 1) \frac{\pi}{2}$$

Replacing this argument in the real part of Equation 12, we have:

$$\delta \cong \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n - 1)^3} \therefore \delta \cong 0.5428.$$

The conservative part (δ) corresponds to an additional mass effect (Gibert [5]) which can be calculated by imposing zero pressure on the free surface as a boundary condition.

a.2) The Equation 6 can be written as:

$$+(k_0 H) \operatorname{tgh}(k_0 H) = \frac{\omega^2 H}{g} = \frac{1}{\Im} \quad (16)$$

The Figure 4 represents the graph of the transcendental equation corresponding to Equation 16. The Equation 16 can be written as

$$\text{follows: } (k_0 H) \Im = \frac{1}{\operatorname{tgh}(k_0 H)}; \Im \text{ is inversely proportional to } \operatorname{tgh}(k_0 H),$$

so for a \Im minimal $\operatorname{tgh}(k_0 H)$, it will have its maximum value, which

is equal to $(\operatorname{tgh}(k_0 H))|_{\max}$, see Figure 4, resulting in $(k_0 H) \cong \frac{1}{\Im}$. Replacing these asymptotic results in β , we find:

$$\beta \cong \frac{2}{\left(\frac{1}{\Im}\right)^2 \left(\left(\frac{1}{\Im}\right)^2 + 1\right)} = \frac{2}{\left(\frac{1}{\Im}\right)^2} \cdot 1 \therefore \beta \cong 2\Im^2.$$

In this case, the dissipative part (β) is small.

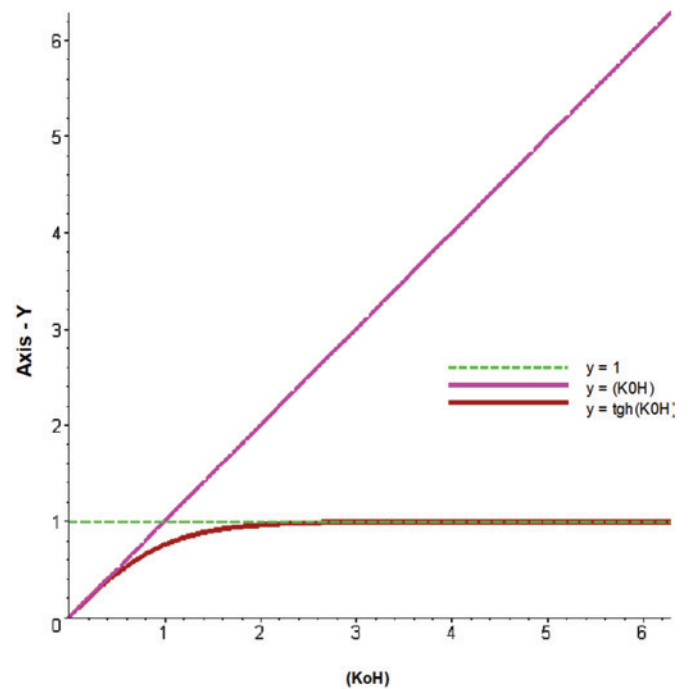


Figure 4
Graph of the transcendental equation corresponding to equation 16

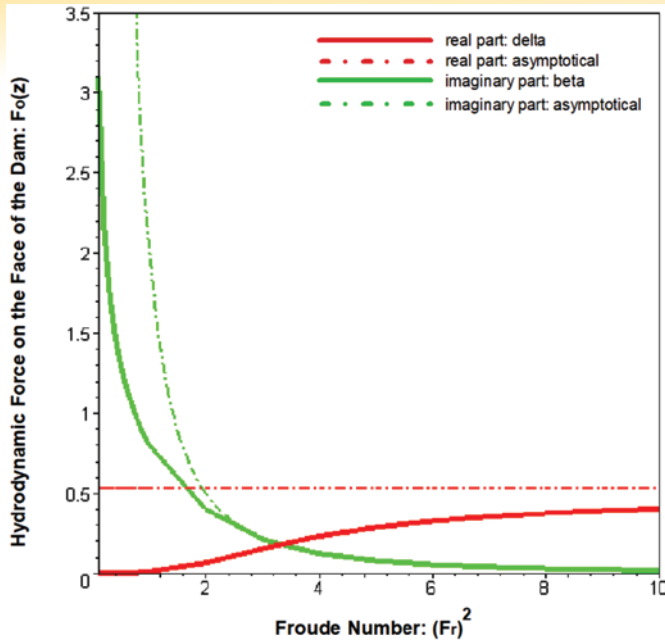


Figure 5
Exact and asymptotic curves ($\mathfrak{I} \ll 1$) for real and imaginary part of Table 2

In summary, for $\mathfrak{I} \ll 1$ (fast scheme):

$$\begin{cases} k_n H \cong (2n-1) \frac{\pi}{2} \\ (k_0 H) \cong \frac{1}{\mathfrak{I}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \delta \cong 0.5428 \\ \beta \cong 2\mathfrak{I}^2 \end{cases}$$

In order to verify these results, numerical values for δ and β , calculated by both the exact expressions and the asymptotic expressions, are presented in Table 2.

It is observed that with the increase of the Froude number the percentage relative error decreases, that is: asymptotic solutions are close to the exact solutions. The graphs of Figure 5, corresponding to Table 2, illustrate these convergences.

b) For $\mathfrak{I} \gg 1$:

b.1) From the graph of Figure 3:

$$\mathfrak{I} \rightarrow \infty \Rightarrow \frac{1}{\mathfrak{I}} \rightarrow 0 \Rightarrow k_n H \cong n\pi - \frac{1}{\mathfrak{I}n\pi}$$

Substituting this argument into the real part of Equation 12 and using the trigonometry arcs addition properties:

$$\delta \cong \frac{1}{\mathfrak{I}^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \therefore \delta \cong 0.0068 \frac{1}{\mathfrak{I}^2}$$

b.2) In Equation 16, \mathfrak{I} is inversely proportional to $\text{tgh}(k_0 H)$, so for a maximum \mathfrak{I} , $\text{tgh}(k_0 H)$, it will have a small value and approximately equal to its own argument $\text{tgh}(k_0 H) \cong (k_0 H)$, see Figure 4. It results then: $(k_0 H) \cong \frac{1}{\sqrt{\mathfrak{I}}}$. The imaginary part of Equation 12 can be

presented as follows:

Table 3

Numeric values for δ and β

$F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	$\mathfrak{I} = \frac{1}{F_r^2}$	δ			β		
		Exact	Asymptotic	Relative error (%)	Exact	Asymptotic	Relative error (%)
1	1	0.0117	0.0068	42	0.8048	1.0000	24
0.2	5	0.0003	0.0003	0	2.1591	2.2361	3.57
0.1	10	0.0001	0.0001	0	3.1087	3.1623	1.72

$$\beta \cong \frac{2}{\left(\frac{1}{\sqrt{\mathfrak{I}}}\right)^2 \left(\left(\frac{1}{\sqrt{\mathfrak{I}}}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{\mathfrak{I}}}\right)} = \frac{2}{\left(\frac{2}{\sqrt{\mathfrak{I}}}\right)} \therefore \beta \cong \sqrt{\mathfrak{I}}$$

In this case, the behavior is singular because the free surface condition for $\mathfrak{I} \gg 1$ is close of a flow node, the fluid is then confined between two nearly fixed horizontal surfaces (Gibert [5]).

In summary, for $\mathfrak{I} \gg 1$ (slow regime):

$$\begin{cases} k_n H \cong n\pi - \frac{1}{\mathfrak{I}n\pi} \\ (k_0 H) \cong \frac{1}{\sqrt{\mathfrak{I}}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \delta \cong 0.0068 \frac{1}{\mathfrak{I}^2} \\ \beta \cong \sqrt{\mathfrak{I}} \end{cases}$$

In order to verify these results, numerical values for δ and β are presented in Table 3 calculated by the exact expressions and the asymptotic expressions.

It is observed that with the decrease of the Froude number, the percentage relative error decreases, that is, the asymptotic solutions approximate the exact solutions. The graphs in Figure 6 illustrate these convergences.

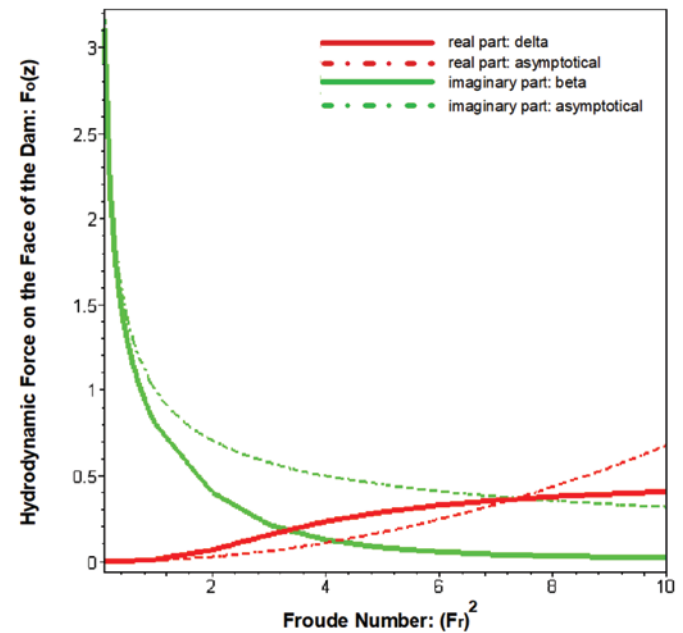


Figure 6
Exact and asymptotic curves ($\mathfrak{I} \gg 1$) for real and imaginary part of Table 3

Next, graphs of the magnitude and phase angle of the dimensionless hydrodynamic force on the face of the dam are presented as a function of the Froude number (Figure 7 and Figure 8). The magnitude and phase angle of a complex function, defined below, depend on the real part and the imaginary part of it. As previously seen, the following results are obtained for these parameters:

1) Exact solution:

$$(\delta, \beta) = \left(\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2\text{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\text{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)}, \frac{2\text{sen}h^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\text{sen}h(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right)$$

2) Asymptotic solutions:

a) to small Froude numbers: $(\delta, \beta) \cong \left(0.0068F_r^2, \frac{1}{\sqrt{F_r}}\right)$

b) to large Froude numbers: $(\delta, \beta) \cong \left(0.54, \frac{2}{F_r^2}\right)$

The magnitude and phase angle of a complex function are

respectively defined as: $|r| = \sqrt{\delta^2 + \beta^2}$ and $\theta = \text{arc tg}\left(\frac{\beta}{\delta}\right)$.

Working with the exact solution and the asymptotic solutions, the graphs are generated in Figure 7 and Figure 8.

4. Conclusions

From the results obtained in this study, some comments and conclusions can be evidenced:

1) The separation of variables technique, for the analytical solution of the proposed Laplace equation, for hydrodynamic pressure analysis in the plane of complex numbers

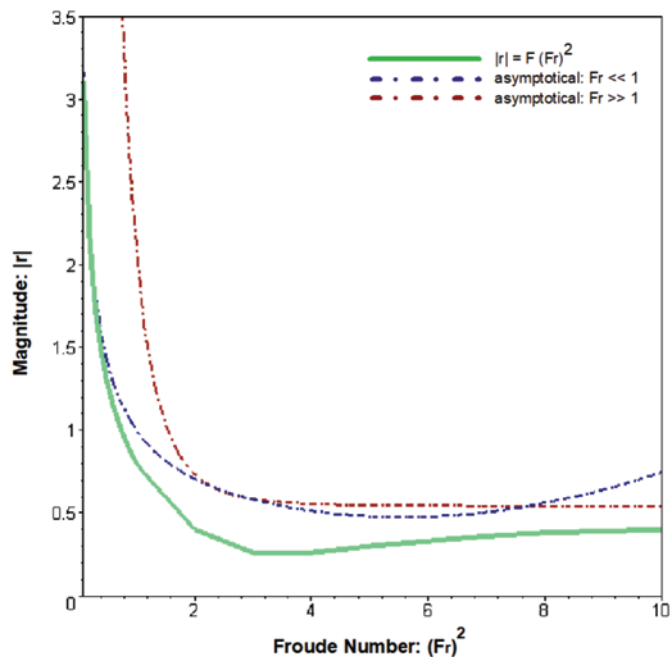


Figure 7
Magnitude of the dimensionless hydrodynamic force on the face of the dam

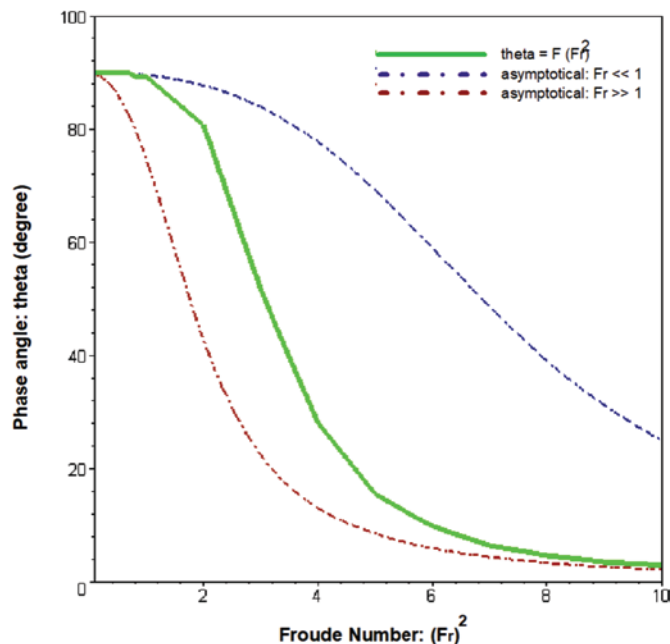


Figure 8
Phase angle of the dimensionless hydrodynamic force on the face of the dam

- and generated due to the dam vibration at the interface of a semi-infinite fluid domain reservoir, results in an exact expression for the field of hydrodynamic pressures.
- 2) Through the hydrodynamic pressure in the complex form, the force that the fluid exerted on the face of the dam was obtained, finding the conservative effects that translate the inertial aspects of the interaction dam-reservoir, and the dissipative effects that translate the aspects of damping (free surface waves) in the dam-reservoir interaction.
- 3) The conservative and dissipative effects of the reservoir on the dam, respectively, increase and decrease, with the growth of the Froude number.
- 4) The intersection point of the curves in the graph of Figure 2, corresponds to the Froude number that makes the real part (conservative effects) equal to the imaginary part (dissipative effects).
- 5) For extreme values of the Froude number, asymptotic solutions can easily be used to determine characteristic parameters which evidence the inertial and damping aspects of the dam-reservoir system.
- 6) The non-reflection of free surface waves at infinity, in a semi-infinite, incompressible and non-viscous fluid medium, is responsible for the dissipation of the system energy if the vibrating structure is “in the vicinity” of the free surface.

5. Acknowledgements

The authors are grateful to Federal University of Brasilia (UnB/PECC), Federal University of Pará (UFPA/FEC) and National Council for the Improvement of Higher Education (CAPES) for the financial resources (grants) received for this work.

6. References

- [1] AYDIN, I. and DEMIREL, E. Hydrodynamic modeling of dam-reservoir response during earthquakes. *Journal of engineering mechanics asce/february* 167. 2012.
- [2] AZEVEDO, J. P. S. Application of the boundary element method to two-dimensional nonlinear gravity wave problems, PhD. Thesis, Computational Mechanics Institute, Southampton, Inglaterra, 1991.
- [3] BOUAANANI, N. and LU, F. Y. Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Computers and Structures* 87: 206–224. 2009.
- [4] CHAKRABARTI, P. and CHOPRA, A. K. Hydrodynamic effects in earthquake response of gravity dams. *A.S.C.E., J. Struct. Div.* 100, 121-1224, 1974.
- [5] GIBERT, R. J. *Vibrations des structures: interactions avec les fluides sources d'excitation aléatoires*. Eyrolles, Paris, 1988.
- [6] GOGOI, I. and MAITY, D. A non-reflecting boundary condition for the finite element modeling of infinite reservoir with layered sediment. *Advances in Water Resources* 29 1515–1527. 2006.
- [7] KÜÇÜKARSLAN, S. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference. July 16-18, University of Washington, Seattle. 2003.
- [8] LAMB, H. *Hydrodynamics*, 6th Ed. Dover, New York. 1945.
- [9] LI, S. M. Diagonalization procedure for scaled boundary finite element method in modeling semi-infinite reservoir with uniform cross-section. *International journal for numerical methods in engineering*. 80: 596–608. 2009.
- [10] MENDES, N.B. A wave propagation study and application of the seismo in the coupled dynamical analysis arc dam-reservoir-foundation. (Doctoral thesis) (In Portuguese). Federal University of Brasília (UnB/PECC), Brasília-DF-Brazil. 2018.
- [11] PARRINELLO, F. and BORINO, G. Lagrangian finite element modelling of dam-fluid interaction: Accurate absorbing boundary conditions. *Computers and Structures* 85 932–943. 2007.
- [12] PEDROSO, L. J. Alguns aspectos da interação fluido-estrutura em estruturas off-shore. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 338. 1982.
- [13] SANCHO, F. E. P. Texto de apoio de hidráulica fluvial e marítima. III - Hidráulica dos escoamentos em canais de leito fixo. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade de Coimbra. 1982.
- [14] SHARAN, S. K. Finite element analysis of unbounded and incompressible fluid domains. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 21, 1659-1669. 1985.
- [15] SILVA, S. F. & PEDROSO, L. J. Interação barragem-reservatório no domínio infinito de fluido incompressível. *Relatório Técnico de Pesquisa*. RTP-UnB/ENC. Brasília. 2005.
- [16] SILVA, S. F. Dynamic interaction dam-reservoir: analytical and numerical models. (Doctoral thesis) (In Portuguese). Federal University of Brasília (UnB/PECC), Brasília-DF-Brazil. 2007.
- [17] TRINDADE, P. I. C. Simulação da propagação de ondas em canais pelo método dos elementos de contorno. *Dissertação de Mestrado*. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2003.
- [18] WESTERGAARD, H. M. Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions A.S.C.E.* 98, 418-472. 1933.

Interaction dam-reservoir: study of conservative and dissipative effects

Interação barragem-reservatório: estudo dos efeitos conservativos e dissipativos

S. F. DA SILVA ^a

seleniofeio@yahoo.com.br
<https://orcid.org/0000-0003-1383-8163>

L. J. PEDROSO ^b

lineujp@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-2734-3260>

Abstract

In this paper, the Laplace's equation is solved analytically in the complex plane for the field of hydrodynamic pressures generated by the rigid body movement of a dam against a reservoir with infinite domain and incompressible fluid. The force the reservoir fluid exerts on the face of the dam is determined through the integration of the hydrodynamic pressure in the complex plane. The conservative effects (real part) and dissipative effects (imaginary part) of the force are analyzed as a function of the Froude number. The asymptotic solution of the aforementioned effects are also presented in this paper.

Keywords: dam-reservoir interaction, hydrodynamic pressure, equation of Laplace.

Resumo

Neste trabalho, a equação de Laplace é resolvida analiticamente no plano complexo para o campo de pressões hidrodinâmicas gerado pelo movimento de corpo rígido da barragem na presença de um meio fluido infinito e incompressível (um reservatório). A força exercida pelo fluido do reservatório na face da estrutura da barragem é então determinada através da integração da pressão hidrodinâmica no plano complexo, e os efeitos conservativos (parte real desta força) que traduzem os aspectos inerciais da interação barragem-reservatório, e os efeitos dissipativos (parte imaginária desta força) que traduzem os aspectos de amortecimento desta interação são analisados em função de um parâmetro escalar característico de fluxo de superfície livre (número de Froude). É feita, também, a apresentação das soluções assintóticas para os efeitos citados.

Palavras-chave: interação barragem-reservatório, pressão hidrodinâmica, equação de Laplace.

^a Federal University of Pará, Institute of Technology, Belém, PA, Brazil;

^b University of Brasília, Faculty of Technology, Brasília, DF, Brazil.

1. Introdução

Westergaard em 1933, não considerando o efeito das ondas de superfície livre, desenvolveu uma solução analítica exata em séries para a equação de Laplace que representa o problema ilustrado na Figura 1. Ainda sem considerar os efeitos das ondas de superfície livre, os trabalhos realizados por Sharan em 1985 e Kuçükarslan em 2003, através do Método dos Elementos Finitos, e Silva e Pedroso em 2005, e Silva em 2007, pela Técnica de Separação de Variável apresentam soluções para a equação de Laplace utilizando uma superfície de truncamento a certa distância da estrutura no domínio infinito de um fluido incompressível.

Azevedo em 1991 utilizou o Método dos Elementos de Contorno para estudar a propagação de ondas de superfície. Trindade em 2003 deu continuidade ao trabalho de Azevedo acrescentando um módulo de geração e propagação de ondas em canais experimentais por meio de batedores do tipo pistão ou por meio de batedores do tipo "flap".

O problema de atenuação de ondas na fronteira longínqua do reservatório também foi estudado por Gogoi e Maity (2006); Parrinello e Borino (2007); Li (2009); Bouaanani e LU (2009); Aydin e Demirel (2012) e Mendes (2018).

Este trabalho apresenta um estudo analítico da equação de Laplace, no campo dos números complexos. Através da linearização da condição de contorno de superfície livre com ondas de gravidade, determina-se o campo de pressões hidrodinâmicas, na forma complexa, gerado pelo movimento de corpo rígido da barragem. São determinados também os efeitos conservativos e dissipativos da força que atua na face da estrutura da barragem em função da dissipação de ondas de superfície livre considerando sua não reflexão no infinito, conforme o esquema da interação barragem-reservatório ilustrado na Figura 1.

2. Formulação analítica para a pressão hidrodinâmica no plano complexo

Considerando o fluido incompressível e não viscoso, a pressão hidrodinâmica no reservatório que resulta do movimento de uma estrutura submersa satisfaz a equação de Laplace (Lamb, 1945):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0 \quad (1)$$

As condições de contorno são baseadas nas seguintes suposições adicionais:

- O domínio do fluido se estende até o infinito e seu movimento é bidimensional.
- A interface fluido-estrutura é vertical.
- A estrutura submersa é rígida, sua altura não é menor do que a profundidade do fluido, a estrutura vibra na direção normal da interface fluido-estrutura.
- O fundo do domínio fluido é rígido e horizontal.

Considerando-se ainda os efeitos das ondas de superfície, e sua não reflexão no infinito, têm-se as seguintes condições de contorno:

- No fundo do reservatório ($y = 0$): $\frac{\partial p}{\partial y} = 0$ (fundo rígido).
- Na superfície livre ($y = H$): $\frac{\partial p}{\partial y} = \frac{\omega^2}{g} p$ (linearizada e no domínio da frequência).
- Na interface fluido-estrutura ($x = 0$): $\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho_f V_g = \rho_f \omega^2 X$ (pressão linear).
- Reservatório de domínio infinito ($x \rightarrow \infty$): $p = 0$ (não reflexão no infinito das ondas de superfície livre).

O parâmetro V_g corresponde à amplitude da aceleração na base da barragem que é animada de um movimento harmônico de translação com amplitude X e frequência ω . O movimento do fluido é suposto acontecer no plano barragem-reservatório e g corresponde à aceleração da gravidade.

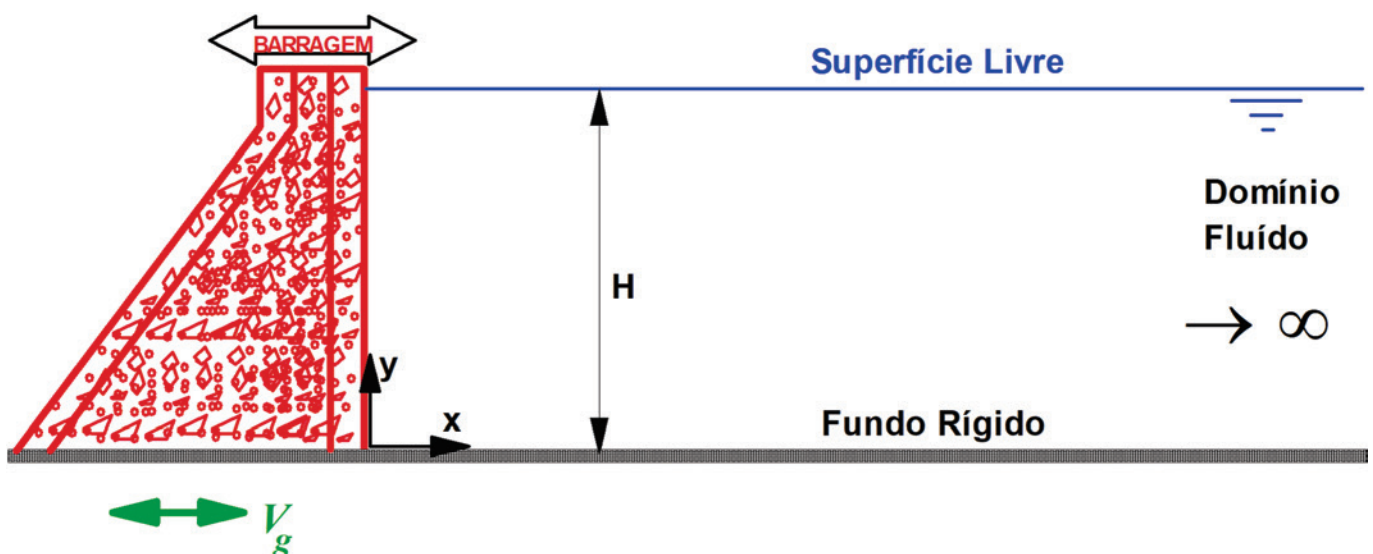


Figura 1
Esquema da interação barragem-reservatório

Seja a expressão para o campo de pressões hidrodinâmicas procurado. Aplicando-se a técnica de separação de variável, ver Chakrabarti e Chopra (1974), tem-se:

$$\frac{F''}{F} = -\frac{G''}{G} = K^2 \quad \therefore \begin{cases} G'' + K^2 G = 0 \\ F'' - K^2 F = 0 \end{cases} \quad (2)$$

Para a equação $G'' + K^2 G = 0 \quad \therefore \frac{\partial^2 G}{\partial y^2} + K^2 G = 0$:

a – Na direção y, se K é real, encontra-se:

$$G_n(y) = B_n \cos(k_n y) \quad (3)$$

Usando a condição de contorno ii) $\frac{\partial}{\partial y} p(x, y)|_{y=H} = \frac{\omega^2}{g} p$, tem-se:

$$F(x) [-B_n k_n \sin(k_n H)] = \frac{\omega^2}{g} F(x) [B_n \cos(k_n H)]$$

Assim:

$$-(k_n H) \operatorname{tg}(k_n H) = \frac{\omega^2 H}{g} \quad (4)$$

b – Na direção y, se K é imaginário, encontra-se para a solução ik_0 (com k_0 real):

$$G_0(y) = B_0 \cosh(k_0 y) \quad (5)$$

Usando a condição de contorno ii) $\frac{\partial}{\partial y} p(x, y)|_{y=H} = \frac{\omega^2}{g} p$, tem-se:

$$F(x) [B_0 k_0 \sin(k_0 H)] = \frac{\omega^2}{g} F(x) [B_0 \cos(k_0 H)]$$

Assim:

$$(k_0 H) \operatorname{tgh}(k_0 H) = \frac{\omega^2 H}{g} \quad (6)$$

Para a equação $F'' - K^2 F = 0 \quad \therefore \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - K^2 F = 0$:

a – Na direção x, se K é real, encontra-se:

$$F(x) = C_1 e^{kx} + C_2 e^{-kx}$$

Usando a condição de contorno

$$iv) p(x, y)|_{x=\infty} = 0, \text{ tem-se: } F_n(x) = C_n e^{-k_n x}$$

Usando a condição de contorno iii) $\frac{\partial}{\partial x} p(x, y)|_{x=0} = -\rho_f V_g$,

em $P_n(x, y) = G_n(y)F_n(x)$, resulta em: $C_n = \rho_f V_g \frac{1}{k_n} \frac{\int_0^H G_n(y) dy}{\int_0^H G_n^2(y) dy}$.
Portanto:

$$F_n(x) = \rho_f V_g \frac{\alpha_n}{k_n} e^{-k_n x}, \text{ com } \alpha_n = \frac{\int_0^H G_n(y) dy}{\int_0^H G_n^2(y) dy} \quad (7)$$

b – Na direção x, se K é imaginário, encontra-se para a solução ik_0 (com k_0 real): $F(x) = C_1 e^{ik_0 x} + C_2 e^{-ik_0 x}$.

Usando as condições de contorno: iv) $p(x, y)|_{x=\infty} = 0$, tem-se: $F_0(x) = C_0 e^{-ik_0 x}$, e iii) $\frac{\partial}{\partial x} p(x, y)|_{x=0} = -\rho_f V_g$, em

$$P_0(x, y) = G_0(y)F_0(x) \rightarrow C_0 = \rho_f V_g \frac{1}{ik_0} \frac{\int_0^H G_0(y) dy}{\int_0^H G_0^2(y) dy} \text{ Assim:}$$

$$F_0(x) = -i \rho_f V_g \frac{\alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x}; \text{ com } \alpha_0 = \frac{\int_0^H G_0(y) dy}{\int_0^H G_0^2(y) dy} \quad (8)$$

Tabela 1

Determinação de parâmetros envolvidos na força hidrodinâmica

Número de Froude ao quadrado $F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	Argumento da parte real ($k_n H$)	Argumento da parte imaginária ($k_0 H$)	Parte conservativa δ	Parte dissipativa β
$10^{-1} \equiv 0,1$	3,1094	0,3216	0,0001	3,1087
0,2	3,0767	0,4627	0,0003	2,1591
0,3	3,0433	0,5767	0,0007	1,7300
0,4	3,0095	0,6778	0,0013	1,4690
0,5	2,9751	0,7717	0,0022	1,2868
0,6	2,9403	0,8611	0,0034	1,1490
0,7	2,9051	0,9476	0,0049	1,0395
0,8	2,8697	1,0324	0,0067	0,9488
0,9	2,8341	1,1163	0,0090	0,8717
$10^0 \equiv 1,0$	2,7984	1,1997	0,0117	0,8048
2	2,4587	2,0653	0,0669	0,4008
3	2,2045	3,0145	0,1547	0,2129
4	2,0430	4,0027	0,2320	0,1241
5	1,9411	5,0005	0,2876	0,0799
6	1,8734	6,0001	0,3268	0,0555
7	1,8260	7,0000	0,3551	0,0408
8	1,7910	8,0000	0,3763	0,0312
9	1,7644	9,0000	0,3927	0,0247
$10^1 \equiv 10$	1,7434	10,0000	0,4057	0,0200
*3,3	2,1478	3,3088	0,1800	0,1800

* Ponto de interseção da curva da parte real com a curva da parte imaginária, ver Figura 2.

Tabela 2Valores numéricos para δ e β

$F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	$\mathfrak{F} = \frac{1}{F_r^2}$	δ			β		
		Exatos	Assintóticos	Erro relativo (%)	Exatos	Assintóticos	Erro relativo (%)
1	1	0,0117	0,5428	4539	0,8048	2,0000	147
5	0,2	0,2876	0,5428	89	0,0799	0,0800	0,13
10	0,1	0,4057	0,5428	33	0,0200	0,0200	0,00

Com as equações (3) e (7), obtém-se:

$$P_n(x, y) = \rho_f V_g \sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n x} \cos(k_n y) \quad (9)$$

Com as equações (5) e (8), obtém-se:

$$P_0(x, y) = -i \rho_f V_g \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x} \cosh(k_0 y) \quad (10)$$

Em uma representação de forma geral no plano complexo:

$$p(z) = \rho_f V_g \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n x} \cos(k_n y) - i \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 x} \cosh(k_0 y) \right] \quad (11)$$

A Eq. 11 corresponde à expressão analítica para o cálculo da pressão hidrodinâmica no plano complexo. Uma vez estabelecida a expressão para o campo de pressões hidrodinâmicas no plano complexo, Eq. 11, a força exercida pelo fluido na face da estrutura é:

$$F(z) = - \int_0^H P(0, y) dy \\ = - \int_0^H \rho_f V_g \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{B_n \alpha_n}{k_n} e^{-k_n 0} \cos(k_n y) - i \frac{B_0 \alpha_0}{k_0} e^{-ik_0 0} \cosh(k_0 y) \right] dy$$

Onde:

$$\frac{B_n \alpha_n}{k_n} = \frac{B_n \int_0^H G_n(y) dy}{k_n \int_0^H G_n^2(y) dy} = \frac{B_n \int_0^H B_n \cos(k_n y) dy}{k_n \int_0^H B_n^2 \cos^2(k_n y) dy} = \frac{1}{k_n} \frac{2 \operatorname{sen}(k_n H)}{\cos(k_n H) \operatorname{sen}(k_n H) + k_n H}$$

$$\frac{B_0 \alpha_0}{k_0} = \frac{B_0 \int_0^H G_0(y) dy}{k_0 \int_0^H G_0^2(y) dy} = \frac{B_0 \int_0^H B_0 \cosh(k_0 y) dy}{k_0 \int_0^H B_0^2 \cosh^2(k_0 y) dy} = \frac{1}{k_0} \frac{2 \operatorname{senh}(k_0 H)}{\cosh(k_0 H) \operatorname{senh}(k_0 H) + k_0 H}$$

Portanto:

$$F(z) = -\rho_f V_g H^2 \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \operatorname{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)} - i \frac{2 \operatorname{senh}^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{senh}(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right] \quad (12)$$

$$F_0(z) = \frac{F(z)}{-\rho_f V_g H^2} = \left[\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \operatorname{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)} - i \frac{2 \operatorname{senh}^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\operatorname{senh}(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right]$$

A Eq. 12 corresponde à expressão analítica da força hidrodinâmica adimensional ao longo da face da barragem no plano complexo.

3. Análise e representação gráfica dos resultados

A parte real do coeficiente $F_0(Z)$ apresentado na Eq. 12 será representada por δ , e a parte imaginária deste mesmo coeficiente será representada por β , que correspondem, respectivamente, à parte conservativa e à parte dissipativa do efeito do fluido sobre a estrutura (Gibert, 1988). Os termos δ e β são funções do parâmetro $\frac{\omega^2 H}{g}$, de acordo com as equações transcendentais (4) e (6), respectivamente.

O parâmetro $\frac{\omega^2 H}{g}$ envolvido nas equações transcendentais é

conhecido como “número de Froude”, e exprime a importância das forças de gravidade em relação às forças de inércia do fluido (Sancho, 2002):

$$F_r = \frac{\text{Forças inércia}}{\text{Forças gravidade}} \propto \frac{\rho L^2 U^2}{\rho g L^3} \Rightarrow F_r = \frac{U}{\sqrt{gL}} \quad (13)$$

onde U é uma velocidade característica do campo de fluxo global, g é a aceleração da gravidade, e L é um comprimento característico da estrutura exposta ao fluido.

O número de Froude também pode ser considerado como a relação entre velocidade fluida e velocidade de ondas de superfície, com celeridade de propagação de pequenas perturbações $c = \sqrt{gH}$, onde H é a profundidade do reservatório. O termo “número de Froude” homenageia o engenheiro inglês William Froude (1810-1879), que apresentou este parâmetro realizando testes na investigação da resistência de cascos de navio com o uso de modelos (Pedroso, 1982). Segundo Sancho (2002), o número de Froude pode classificar o regime do escoamento em:

$F_r < 1 \Rightarrow$ regime lento: perturbações propagam-se para montante e jusante.

$F_r > 1 \Rightarrow$ regime rápido: perturbações propagam-se para jusante. No caso em estudo, para o movimento harmônico da onda tem-se

$$U = \frac{2\pi}{T} H = \omega H, \text{ com } T \text{ e } w \text{ correspondendo ao período e}$$

a frequência da onda, respectivamente. O número de Froude pode então ser apresentado da seguinte forma (Gibert, 1988):

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gH}} = \frac{\omega H}{\sqrt{gH}} \Rightarrow F_r^2 = \frac{\omega^2 H^2}{gH} \therefore F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g} \quad (14)$$

Logo, através da utilização das equações (4), (6), (12) e (14) a Tabela 1 e a Figura 2 são formadas. Os dados da Tabela 1 e a representação gráfica da Figura 2 mostram a evolução da parte real (δ) e da parte imaginária (β) em função do quadrado do número de Froude. O ponto de interseção das curvas no gráfico da Figura 2 está discriminado na Tabela 1. Este ponto não pode ser determinado analiticamente pelo processo convencional de um sistema de duas equações simultâneas.

3.1 Soluções assintóticas

Para a análise de situações extremas (limites) do número de Froude

de ($F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$) nas equações transcendentais, define-se um novo

parâmetro (ζ) como: $\zeta = \frac{1}{Fr^2}$. Observa-se que:

a) Para $\zeta \ll 1$:

a.1) A Eq. 4 pode ser escrita como:

$$-(k_n H) \operatorname{tg}(k_n H) = \frac{\omega^2 H}{g} = \frac{1}{\zeta} \tag{15}$$

A Figura 3 representa o gráfico da equação transcendental correspondente à Eq. 15.

A partir do gráfico da Figura 3:

$$\zeta \rightarrow 0 \Rightarrow \frac{1}{\zeta} \rightarrow \infty \Rightarrow k_n H \cong (2n - 1) \frac{\pi}{2}$$

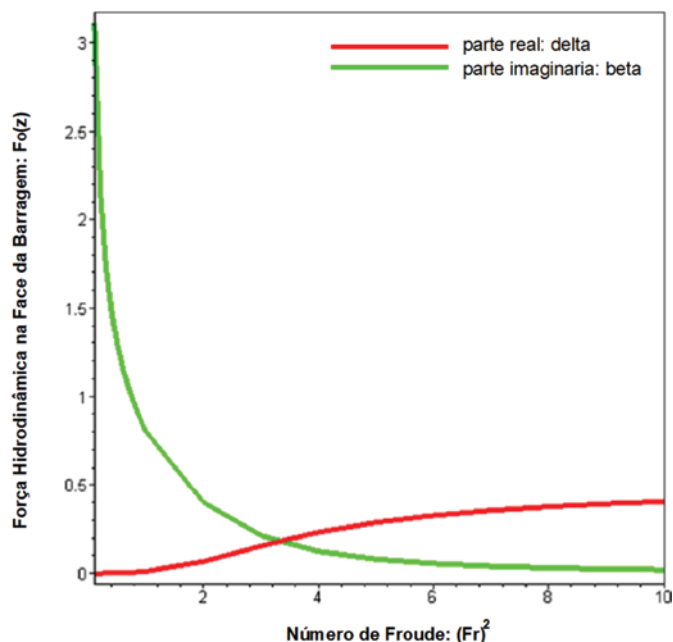


Figura 2

Parte real (conservativa) e imaginária (dissipativa) da força do fluido sobre a estrutura

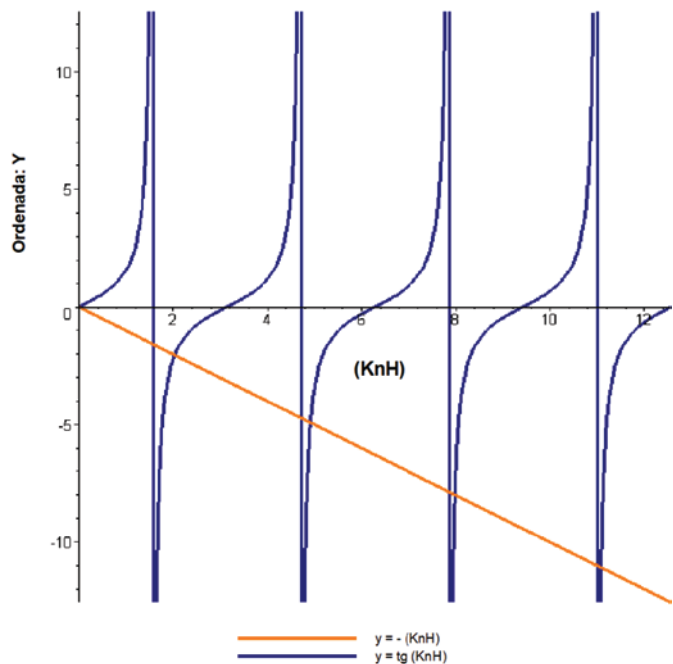


Figura 3

Gráfico da equação transcendental correspondente à equação 15

Substituindo este argumento na parte real da Eq. 12, tem-se:

$$\delta \cong \frac{16}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n - 1)^3} \therefore \delta \cong 0,5428.$$

A parte conservativa (δ) corresponde a um efeito de massa adicional (Gibert, 1988) que pode ser calculado impondo-se pressão nula na superfície livre como condição de contorno.

a.2) A Eq. 6 pode ser escrita como:

$$+(k_0 H) \operatorname{tgh}(k_0 H) = \frac{\omega^2 H}{g} = \frac{1}{\zeta} \tag{16}$$

A Figura 4 representa o gráfico da equação transcendental correspondente à Eq. 16.

A Eq. 16 pode ser escrita da seguinte forma: $(k_0 H) \zeta = \frac{1}{\operatorname{tgh}(k_0 H)}$;

ζ é inversamente proporcional a $\operatorname{tgh}(k_0 H)$, portanto para um ζ mínimo, $\operatorname{tgh}(k_0 H)$ terá seu valor máximo, que é igual a

$$(\operatorname{tgh}(k_0 H))_{\max} = 1, \text{ ver Figura 4, resultando em } (k_0 H) \cong \frac{1}{\zeta}.$$

Substituindo estes resultados assintóticos em β , encontra-se:

$$\beta \cong \frac{2}{\left(\frac{1}{\zeta}\right)^2} \frac{(1)^2}{\left(\left(\frac{1}{\zeta}\right)^2 + 1\right)} = \frac{2}{\left(\frac{1}{\zeta}\right)^2} 1 \therefore \beta \cong 2\zeta^2, \text{ neste caso, a}$$

parte dissipativa (β) é pequena.

Em resumo, para $\zeta \ll 1$ (regime rápido):

$$\begin{cases} k_n H \cong (2n - 1) \frac{\pi}{2} \\ (k_0 H) \cong \frac{1}{\zeta} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \delta \cong 0,5428 \\ \beta \cong 2\zeta^2 \end{cases}$$

A fim de se verificar estes resultados, são apresentados na Tabela 2 valores numéricos para δ e β , calculados tanto pelas expressões exatas quanto pelas expressões assintóticas.

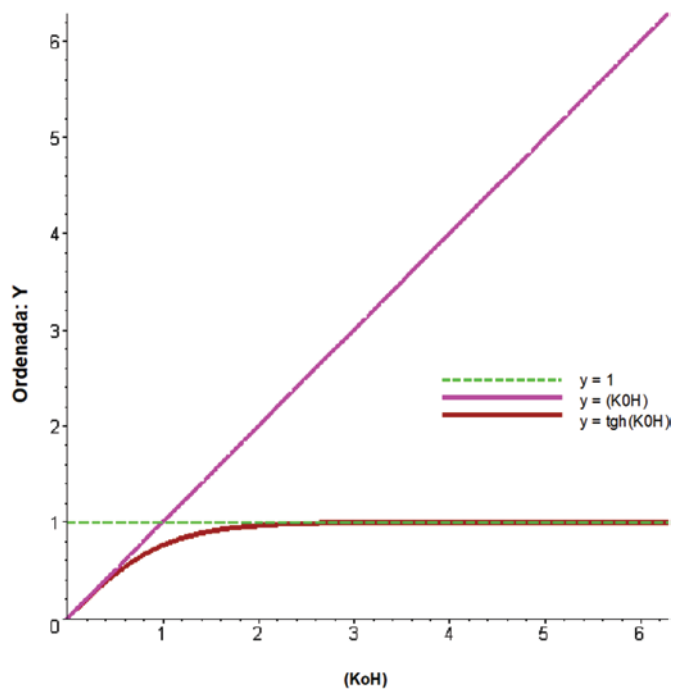


Figura 4

Gráfico da equação transcendental correspondente à equação 16

Observa-se que com o aumento do número de Froude o erro relativo percentual diminui, ou seja: as soluções assintóticas aproximam-se das soluções exatas. Os gráficos da Figura 5, correspondentes a Tabela 2, ilustram estas convergências.

b) Para $\zeta \gg 1$:

b.1) A partir do gráfico da Figura 3:

$$\zeta \rightarrow \infty \Rightarrow \frac{1}{\zeta} \rightarrow 0 \Rightarrow k_n H \cong n\pi - \frac{1}{\zeta n\pi}$$

Substituindo-se este argumento na parte real da Eq. 12, e usando as propriedades de adição de arcos da trigonometria:

$$\delta \cong \frac{1}{\zeta^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^5} \therefore \delta \cong 0,0068 \frac{1}{\zeta^2}$$

b.2) Na Eq. 16, ζ é inversamente proporcional a $\text{tgh}(k_0 H)$, portanto para um ζ máximo, terá um valor pequeno e aproximadamente igual a seu próprio argumento $\text{tgh}(k_0 H) \cong (k_0 H)$, ver Figura 4.

Resulta então: $(k_0 H) \cong \frac{1}{\sqrt{\zeta}}$. A parte imaginária da Eq. 12 pode

ser apresentada da seguinte forma:

$$\beta \cong \frac{2}{\left(\frac{1}{\sqrt{\zeta}}\right)^2 \left(\left(\frac{1}{\sqrt{\zeta}}\right)^2 + \frac{1}{\sqrt{\zeta}}\right)} = \frac{2}{\left(\frac{2}{\sqrt{\zeta}}\right)} \therefore \beta \cong \sqrt{\zeta}$$

Neste caso, o comportamento é singular porque a condição de superfície livre para $\zeta \gg 1$ é próxima daquela de um nodo de vazão, o fluido encontra-se então confinado entre duas superfícies horizontais quase fixas (Gibert, 1988).

Em resumo, para $\zeta \gg 1$ (regime lento):

$$\begin{cases} k_n H \cong n\pi - \frac{1}{\zeta n\pi} \\ (k_0 H) \cong \frac{1}{\sqrt{\zeta}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \delta \cong 0,0068 \frac{1}{\zeta^2} \\ \beta \cong \sqrt{\zeta} \end{cases}$$

A fim de se verificar estes resultados, são apresentados na Tabela 3 valores numéricos para δ e β , calculados tanto pelas expressões exatas quanto pelas expressões assintóticas.

Observa-se que com a diminuição do número de Froude o erro relativo percentual diminui, ou seja, as soluções assintóticas aproximam-se das soluções exatas. Os gráficos da Figura 6 ilustram estas convergências.

São apresentados, a seguir, gráficos da magnitude e do ângulo de fase da força hidrodinâmica adimensional na face da barragem em função do número de Froude (Figura 7 e Figura 8). A magnitude e o ângulo de fase de uma função complexa, definidos a seguir, dependem da parte real e da parte imaginária da mesma. Conforme já visto anteriormente, têm-se para estes parâmetros os seguintes resultados:

1) Solução exata:

$$(\delta, \beta) = \left(\sum_{n=1}^{\infty} \frac{2\text{sen}^2(k_n H)}{(k_n H)^3 \left(1 + \frac{\text{sen}(2k_n H)}{2k_n H}\right)}, \frac{2\text{senh}^2(k_0 H)}{(k_0 H)^3 \left(1 + \frac{\text{senh}(2k_0 H)}{2k_0 H}\right)} \right)$$

2) Soluções assintóticas:

a) para números de Froude pequenos: $(\delta, \beta) \cong \left(0,0068 F_r^2, \frac{1}{\sqrt{F_r}} \right)$

Tabela 3

Valores numéricos para δ e β

$F_r^2 = \frac{\omega^2 H}{g}$	$\zeta = \frac{1}{F_r^2}$	δ			β		
		Exatos	Assintóticos	Erro relativo (%)	Exatos	Assintóticos	Erro relativo (%)
1	1	0,0117	0,0068	42	0,8048	1,0000	24
0,2	5	0,0003	0,0003	0	2,1591	2,2361	3,57
0,1	10	0,0001	0,0001	0	3,1087	3,1623	1,72

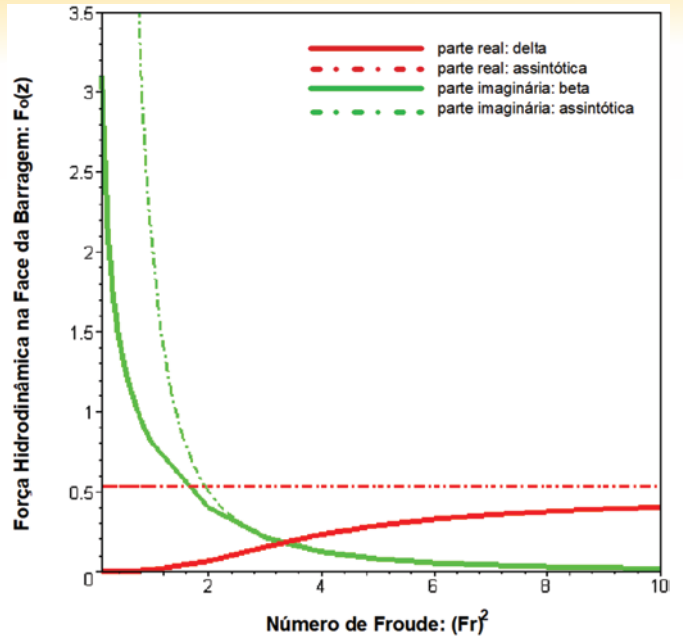


Figura 5

Curvas exatas e assintóticas ($\zeta \ll 1$) para parte real e imaginária da Tabela 2

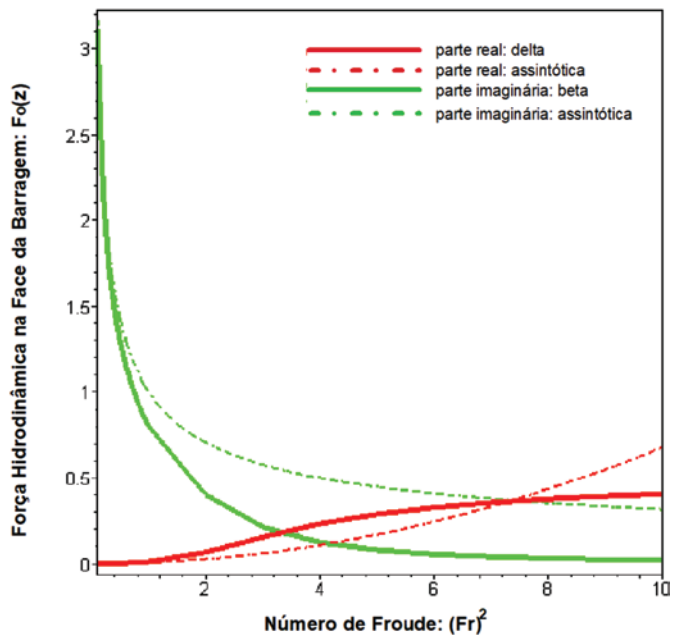


Figura 6

Curvas exatas e assintóticas ($\zeta \gg 1$) para parte real e imaginária da Tabela 3

b) para números de Froude grandes: $(\delta, \beta) \cong \left(0,54, \frac{2}{Fr^2}\right)$

A magnitude e o ângulo de fase de uma função complexa são

definidos, respectivamente, como: $|r| = \sqrt{\delta^2 + \beta^2}$ e $\theta = \text{arc tg}\left(\frac{\beta}{\delta}\right)$.

Trabalhando-se com a solução exata e com as soluções assintóticas, os gráficos são gerados na Figura 7 e Figura 8.

4. Conclusões

A partir dos resultados obtidos neste estudo, alguns comentários e conclusões podem ser evidenciados:

- 1) A técnica de separação de variável, para a solução analítica da equação de Laplace proposta para a análise da pressão hidrodinâmica no campo dos números complexos e gerada devido à vibração da barragem na interface de um reservatório de domínio fluido semi-infinito, resulta em uma expressão exata para o campo de pressões hidrodinâmicas.
- 2) Através da pressão hidrodinâmica na forma complexa, encontrou-se a força exercida pelo fluido na face da barragem, obtendo-se os efeitos conservativos que traduzem os aspectos inerciais da interação barragem-reservatório, e os efeitos dissipativos que traduzem os aspectos de amortecimento (ondas de superfície livre) na interação barragem-reservatório.
- 3) Os efeitos conservativos e dissipativos do reservatório sobre a barragem, aumentam e diminuem respectivamente, com o crescimento do número de Froude.
- 4) O ponto de interseção das curvas no gráfico da Figura 2,

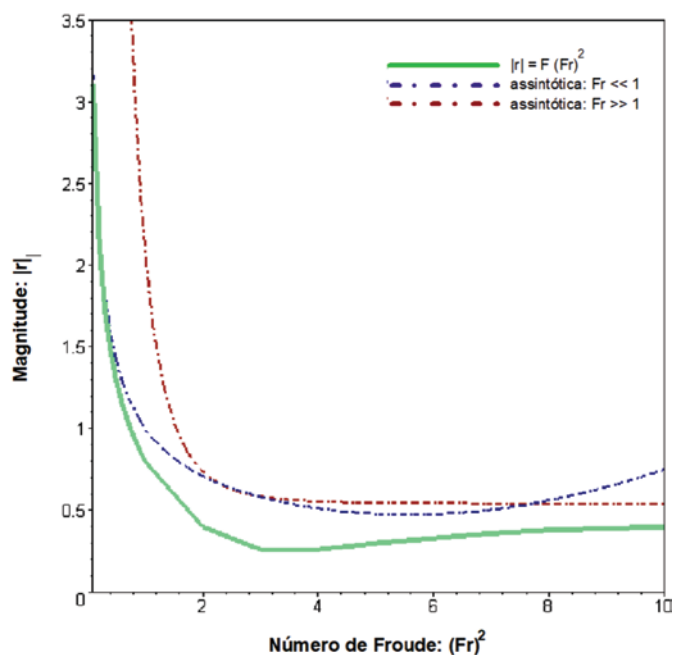


Figura 7
Magnitude da força hidrodinâmica adimensional na face da barragem

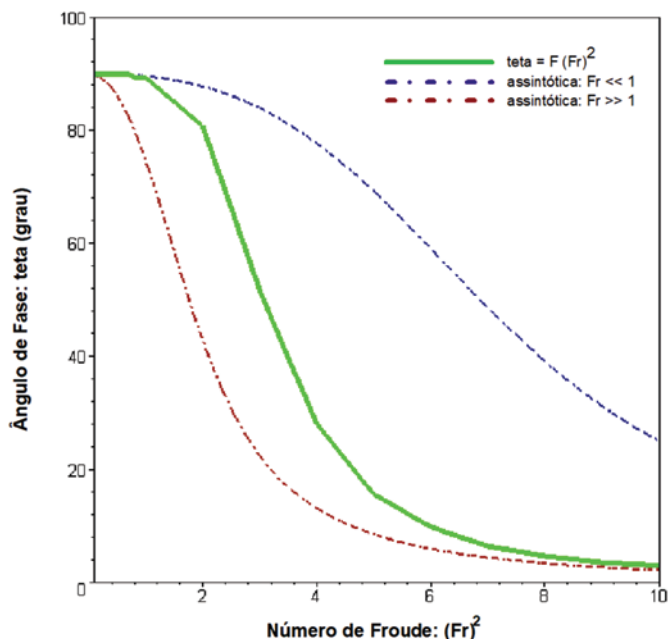


Figura 8
Ângulo de fase da força hidrodinâmica adimensional na face da barragem

- corresponde ao número de Froude que torna a parte real (efeitos conservativos) igual à parte imaginária (efeitos dissipativos).
- 5) Para valores extremos do número de Froude, as soluções assintóticas podem ser facilmente empregadas para a determinação de parâmetros característicos que evidenciam os aspectos inerciais e de amortecimento do sistema barragem-reservatório.
 - 6) A não reflexão no infinito das ondas de superfície livre, num meio fluido semi-infinito, incompressível e não viscoso, é responsável pela dissipação da energia do sistema, se a estrutura vibrante encontra-se “na vizinhança” da superfície livre.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Brasília (UnB/PECC), à Universidade Federal do Pará (UFPA/FEC) e ao Conselho Nacional de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelos recursos financeiros (doações) recebidos para este trabalho.

6. Referências bibliográficas

- [1] AYDIN, I. and DEMIREL, E. Hydrodynamic modeling of dam-reservoir response during earthquakes. *Journal of engineering mechanics asce/february* 167. 2012.
- [2] AZEVEDO, J. P. S. Application of the boundary element method to two-dimensional nonlinear gravity wave problems, PhD. Thesis, Computational Mechanics Institute, Southampton, Inglaterra, 1991.
- [3] BOUAANANI, N. and LU, F. Y. Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Computers and Structures* 87: 206–224. 2009.

- [4] CHAKRABARTI, P. and CHOPRA, A. K. Hydrodynamic effects in earthquake response of gravity dams. A.S.C.E., J. Struct. Div. 100, 121-1224, 1974.
- [5] GIBERT, R. J. *Virations des structures: interactions avec les fluides sources d'excitation aléatoires*. Eyrolles, Paris, 1988.
- [6] GOGOI, I. and MAITY, D. A non-reflecting boundary condition for the finite element modeling of infinite reservoir with layered sediment. *Advances in Water Resources* 29 1515–1527. 2006.
- [7] KÜÇÜKARSLAN, S. 16th ASCE Engineering Mechanics Conference. July 16-18, University of Washington, Seattle. 2003.
- [8] LAMB, H. *Hydrodynamics*, 6th Ed. Dover, New York. 1945.
- [9] LI, S. M. Diagonalization procedure for scaled boundary finite element method in modeling semi-infinite reservoir with uniform cross-section. *International journal for numerical methods in engineering*. 80: 596–608. 2009.
- [10] MENDES, N.B. A wave propagation study and application of the seismo in the coupled dynamical analysis arc dam-reservoir–foundation. (Doctoral thesis) (In Portuguese). Federal University of Brasilia (UnB/PECC), Brasília-DF-Brazil. 2018.
- [11] PARRINELLO, F. and BORINO, G. Lagrangian finite element modelling of dam–fluid interaction: Accurate absorbing boundary conditions. *Computers and Structures* 85 932–943. 2007.
- [12] PEDROSO, L. J. *Alguns aspectos da interação fluido-estrutura em estruturas off-shore*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 338. 1982.
- [13] SANCHO, F. E. P. *Texto de apoio de hidráulica fluvial e marítima. III - Hidráulica dos escoamentos em canais de leito fixo*. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade de Coimbra. 1982.
- [14] SHARAN, S. K. Finite element analysis of unbounded and incompressible fluid domains. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 21, 1659-1669. 1985.
- [15] SILVA, S. F. & PEDROSO, L. J. *Interação barragem-reservatório no domínio infinito de fluido incompressível*. Relatório Técnico de Pesquisa. RTP–UnB/ENC. Brasília. 2005.
- [16] SILVA, S. F. *Dynamic interaction dam-reservoir: analytical and numerical models*. (Doctoral thesis) (In Portuguese). Federal University of Brasilia (UnB/PECC), Brasília-DF-Brazil. 2007.
- [17] TRINDADE, P. I. C. *Simulação da propagação de ondas em canais pelo método dos elementos de contorno*. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2003.
- [18] WESTERGAARD, H. M. Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions A.S.C.E.* 98, 418-472. 1933.

Study of the compressive and tensile strengths of self-compacting concrete with sugarcane bagasse ash

Estudo das resistências à compressão e à tração de concreto autoadensável com cinza do bagaço da cana-de-açúcar

R. G. D. MOLIN FILHO ^a

rafagermano@gmail.com

<https://orcid.org/0000-0003-2603-6944>

D. A. LONGHI ^b

ealdaniel@ufpr.br

<https://orcid.org/0000-0001-8514-5417>

R. C. T. DE SOUZA ^b

thom@ufpr.br

<https://orcid.org/0000-0003-2435-8528>

R. D. VANDERLEI ^c

rdvanderlei@uem.br

<https://orcid.org/0000-0001-5676-6951>

P. R. PARAÍSO ^a

prparaiso@uem.br

<https://orcid.org/0000-0003-3178-8104>

L. M. DE M. JORGE ^a

lmjorge@uem.br

<https://orcid.org/0000-0003-1869-1957>

Abstract

In this work, the axial compressive strength at 3, 7 and 28 days of age and the tensile strength at 28 days of age of specimens of two self-compacting concrete (SCC) compositions were evaluated. The difference between them was the presence of the sugarcane bagasse ash (SCBA) in the substitution rate of 10% of the sand mass in the second trace. The traces were developed based on the rheological parameters of the NBR 15823 Brazilian standard. The strengths at 28 days were evaluated by the confidence interval of the Student's t-test with α of 5%. The results in the fresh state have proved that the rheological performances between the SCC'S are similar. Moreover, the SCC with SCBA obtained equivalent performances in the compressive and tensile strengths at all ages when compared to the SCC without SCBA, with an effective reduction of 87 Kg of sand per cubic meter of concrete.

Keywords: self-compacting mortar, rheology of concrete, mechanical strength of concrete, sustainability.

Resumo

Neste trabalho foram avaliadas as resistências à compressão axial aos 3, 7 e 28 dias de idade e a resistência à tração aos 28 dias de idade, de corpos de prova de duas composições de concreto autoadensável (CAA). A diferença entre ambas, era a presença da cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC), na taxa de substituição de 10% da massa da areia no segundo traço. Os traços foram desenvolvidos com base nos parâmetros reológicos da norma NBR 15823 da Associação Brasileira de Normas Técnicas. As resistências aos 28 dias foram avaliadas pelo intervalo de confiança do teste t de Student com α de 5%. Os resultados no estado fresco comprovaram que os desempenhos reológicos entre os CAA's são similares. Destaca-se também que o CAA com CBC obteve desempenhos equivalentes nas resistências à compressão e à tração em todas as idades, quando comparado ao CAA sem CBC, com a redução efetiva de 87 Kg de areia por metro cúbico de concreto.

Palavras-chave: argamassa autoadensável, reologia do concreto, resistência mecânica do concreto, sustentabilidade.

^a Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Química, Maringá, PR, Brasil;

^b Universidade Federal do Paraná, Campus Jandaia do Sul, Jandaia do Sul, PR, Brasil;

^c Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, Maringá, PR, Brasil.

1. Introduction

The self-compacting concrete (SCC) is a category of concrete that is capable of flowing, self-compacting by its own weight, filling molds and passing through obstructions (reinforcements, curves, inserts) with success, quality and reliability. During these events, the mixture must remain homogeneous, in the stages of mixing, transportation, placement and finishing, in order to characterize efficient results in the control of its segregation [1, 2].

The methodologies and techniques to obtain SCC are associated with challenges inherent to the rheological study in its fresh state, with a special focus on the control of the fluidity, cohesion and segregation resistance aspects. To this end, these methodologies usually perform preliminary studies of the paste and/or the mortar, and of the granular structure of the aggregates and fine materials [3, 4, 5, 6]. However, even though this concrete has special focus of development in its fresh state, with an intense program of rheological analysis, it must also present characteristics appropriate in its hardened state, as all the other concrete classes with structural purposes.

The high consumption of fine aggregates and fine materials, which promote the cohesion with the desired controlled viscosity among other factors, is a determining factor in the SCC composition. In this study, the incorporation of fines was performed adding calcitic limestone filler and sugarcane bagasse ash (SCBA). The SCBA particles contributed to the expected rheological control, where about 73% of the particles had a size between 150 and 250 micrometers, typical of fine sand phases. According to EFNARC [3], the remaining 27%, with dimensions smaller than 150 micrometers, added mass as fine materials.

The SCBA is a by-product from de burning of the sugarcane bagasse in the process of energy cogeneration. In general, it is predominantly composed of silica (SiO_2), as well as the sand, and depending on the burning conditions, it may be in the amorphous or crystalline state [7, 8, 9].

According to CONAB [10], about 38.7 million tons of sugarcane are expected in the current harvest (2017/2018) only in the state of Paraná. This volume can generate more than 240,000 tons of SCBA, based on the rate of ash generation by burning the bagasse reported in FIESP/CIESP [11]. With the same data base and considering the same logic of calculation, it is estimated that the expected volume of 645,000,000 tons of sugarcane in the national harvest in 2017/2018 would be able to generate more than 4,000,000 tons of SCBA, if all the bagasse was used in processes of energy cogeneration. It is emphasized that such volume generated would be able to decelerate the same sand consumption of natural extraction.

In the last years, several researches have advanced significantly in the use of the SCBA in civil construction products. Cordeiro et al. [7] obtained excellent performances in the rheological tests on concretes produced by using the SCBA as a mineral mixture (replacement rate of up to 20%). In this work, a very low change of the plastic viscosity in these materials was observed. In this same line, Crespi et al. [8], Bahurudeen and Santhanam [9] and Castaldelli et al. [12] verified the existence of pozzolanic properties in the sugarcane bagasse ash, besides the bond properties of the concrete mortars.

Câmara et al. [13] showed that it is viable to use the SCBA in mixtures with cement when the purpose is to accelerate the hydration

of the first ages with projections of better results of the compressive strengths of mortars over time. Lima et al. [14] had also emphasized this information for concretes made with the SCBA and cement CP II E 32, which presented better results of compressive strength than the ones without SCBA.

Other authors have evaluated the performance of the mechanical strength of the SCBA in concretes, such as Moretti et al. [15], who have proved that concretes with SCBA can achieve values of compressive strength very close to concretes without the ash. Sampaio et al. [16] and Bahurudeen et al. [17] emphasized that the initiative in using the SCBA in concretes is a good destination for the agro-industrial residues, since it promotes improvement of the performance of the mechanical properties of the compound.

The need for high levels of fine materials in the SCC composition aroused the interest in studying the effect of the SCBA as an aggregate. This fact is due to the great availability of material and the targeting of this by-product (residue) in a sustainable way. Therefore, in this work, the SCBA was used as a partial replacement for the sand. Thus, it is projected that the characteristic results of the self-compacting parameters in the fresh state, and subsequently, of the strength properties in the hardened state, are not changed in relation to the concrete without the SCBA. The comparative mechanical evaluations were conducted on the performance results of the axial compressive strength at 3, 7 and 28 days and the tensile strength (diametral compression) at 28 days.

2. Materials and experimental program

The SCC without the SCBA and the SCC with the SCBA, named as $\text{SCC}_{\text{SCBA}10\%}$, were produced and validated by the experimental methods, specifications and parameters of NBR 15823-1 [1], Gomes and Barros [2] and Okamura and Ouchi [5]. For the study of the compressive and tensile strengths at 3, 7 and 28 days age, 8 cylindrical specimens of (\varnothing 10 cm x 20 cm) were produced for each of the investigations carried out, that is, 64 specimens in total.

2.1 Materials

The first unitary trace was composed only of sand as fine aggregate and the second one had 10% of SCBA in replacement for the sand, in mass. The materials and their respective unitary compositions are shown in Table 1.

Table 1
Unitary traces of the concretes

Components	Unitary composition 1 SCC	Unitary composition 2 $\text{SCC}_{\text{SCBA}10\%}$
Cement	1	1
Calcitic limestone filler	0.4000	0.4000
Sand	2	1.8000
SCBA	0	0.2000
Gravel	2.1200	2.2100
Water	0.4500	0.4500
Superplasticizer	0.0055	0.0055

Reference: Molin Filho [18]

Table 2
Sand and gravel characterizations

Characteristics	Units	Sand	Gravel
Specific mass (ρ)	kg/m ³	2642.5	2877.1
Absorption of the aggregate (ABA)	%	0.1	1.9
Unbound mass (U.M)	kg/m ³	1491.6	1464.2
Compressed unitary mass (C.U.M)	kg/m ³	1656.6	1649.3
Maximum characteristic diameter (ϕ_{max})	mm	0.6	12.5
Fineness modulus (F.M)	%	1.7	6.8

Both unitary traces (table 1) presented a mortar volume (V_{scm}) at 70% (0.7) in relation to the mass. This proportion of mortar in the concrete was able to promote an amount of fines from 380 kg/m³ to 600 kg/m³ as foreseen by the EFNARC [3] recommendations.

All the materials used in the production of the SCC are described below:

Cement: Portland CII E-32, characterized by NBR 13069 [19] and NBR 7215 [20]. It had initial setting time at 67 minutes and final setting time at 212 minutes. Its characteristic strengths at 3, 7 and 28 days were of 18 MPa, 21 MPa and 40 MPa, respectively.

Fine aggregate and coarse aggregate: quartz sand and basalt gravel, respectively. Both were from the region of Maringá in the state of Paraná. Their main characteristics, evaluated by the standards NBR NM 30 [21], NBR NM 45 [22], NBR NM 52 [23], NBR NM 53 [24]; NBR NM 248 [25] and NBR 7211 [26] are presented in Table 2.

Superplasticizer additive (sp): Glenium 51 from the manufacturer Basf, which was liquid, white in color and cloudy in appearance. It is classified as a third generation additive for concrete, has the polycarboxylic ether as reference and has also total water solubility. The sp had a solid content of 28.5% to 31.5% of the total

mass and a pH between 5 and 7, for a viscosity around 1067 g/cm³.

Limestone filler: calcitic origin and produced by the manufacturer Cazanga. It is composed with the presence at least 51.8 % of CaO, 37% of Ca, 1% of MgO and 0.63% of Mg. More than 94% of its particles are smaller than 0.045 mm (45 μ m). The water used was from the water supply system of the city of Maringá, which was in accordance with the requirements of NBR 15900 [27].

SCBA: from Iguatemi Sugarcane Mill (Maringá, Paraná, Brazil) of Usaçúcar Group. It had a specific mass of 2640 Kg/m³ and specific area of 5356 m²/Kg [18]. The highest proportion of its particles, around 73%, had a size between 150 and 250 micrometers [28]. It is important to emphasize that the SCBA was used *in natura*, being only sieved in the mesh 0.595mm (#30), in order to remove the organic impurities (Figure 1).

Table 3 shows the SCBA composition studied by X-Ray fluorescence (XRF).

In Table 3, it is possible to observe the predominant presence of silicon dioxide (SiO₂)²⁵. Figure 2 presents the X-Ray Diffraction (XRD) patterns.

The diffraction signals are identified as quartz crystalline phases (ICDS 07-346 standard). Finally, it is highlighted that the solid materials were dry and/or with moisture controlled.

2.2 Method and self-compacting parameters

The preparation of the SCC's was performed as described by Molin Filho [18]. The self-compacting parameters were proved by tests of self-compactibility recommended by NBR 15823-1 [1] (Slump-flow, J-Ring, V-Funnel and L-Box Tests) and by Gomes and Barros [2] the segregation resistance test by U-Pipe. It is important to emphasize that the method described by NBR 15823-6 [29] for determination of the segregation resistance by



Figure 1
Sugarcane bagasse ash (SCBA) sample

Table 3
X-Ray fluorescence (XRF) results of SCBA composition

Elements	% by mass
SiO ₂	86.2
Al ₂ O ₃	2.8
K ₂ O	2.4
CaO	1.5
Fe ₂ O ₃	2.9
P ₂ O ₅	1.6
TiO ₂	1.9
Other elements	0.7

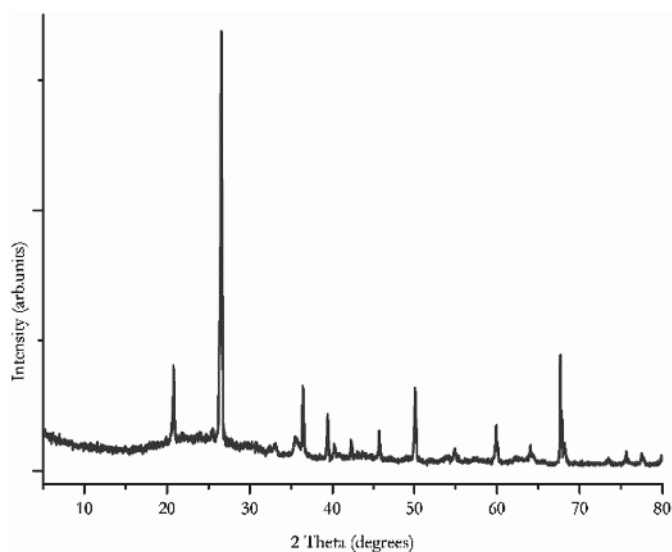


Figure 2
X-Ray diffraction

the segregation column and the sieve methods was replaced by the segregation analysis of Gomes U-Pipe method [6], which presents the same demand and precision level. The classification parameters are shown in Table 4.

It is highlighted that the main acceptance criterion of the respective parameters was the recommendation of NBR 15823-1 [1]. In the cases there were specifications of the standard, the criteria of Gomes and Barros [2] were only considered as acceptance criteria if there was disapproval by the standard.

Table 4
Range of self-compacting parameters

Test method	Investigated property	Parameters			
		Class	Units	NBR 15823-1 [1]	Gomes and Barros [2]
Slump-flow test NBR 15823-2 [30]	Slump-flow	SF 1		550 to 650	
		SF 2	mm	660 to 750	600 to 800
		SF 3		760 to 850	
	Apparent plastic viscosity τ_{500} under free flow	VS 1	s	≤ 2	
		VS 2	s	> 2	2 to 7
J-Ring test NBR 15823-3 [31]	J-Ring passing ability	PJ 1	mm	0 to 25	-
		PJ 2	mm	25 to 50	-
	Blocking step	BS _j	mm	-	0 - 10
L-Box test NBR 15823-4 [32]	Flow time T_{L20}	T_{L20}	s	-	≤ 2
	Flow time T_{L40}	T_{L40}	s	-	≤ 4
	L-Box passing ability	PL 1	(H2/H1)	≥ 0.8	≥ 0.8
		PL 2	(H2/H1)	≥ 0.8	≥ 0.8
V-Funnel test NBR 15823-5 [33]	Apparent plastic viscosity by V-Funnel	VF 1	s	< 9	
		VF 2	s	9 to 25	6 to 15
U-Pipe test	Resistance to segregation by U-Pipe analysis (RS 1. RS 2. RS 3)	RS	%	-	≥ 0.9

Fonte: Adaptado da norma NBR 15823-1 [1] e de Gomes and Barros [2]

2.3 Scheme for evaluations of the compressive and tensile strengths

For the study of the compressive strength at 3, 7 and 28 days age, 8 cylindrical specimens (\varnothing 10 cm x 20 cm) were produced for each of the investigations carried out, that is, a total of 48 specimens for the two traces. For the tensile tests, 8 specimens of each SCC type were also produced, totaling 16 specimens in this type of test. The failures schemes in the 100-ton hydraulic press can be seen in Figure 3.

Panel "a" of Figure 3 presents a schematic image of the rupture by axial compression, for a compressive strength analysis, while panel "b" presents the rupture scheme by diametral compression for a tensile strength analysis. The moldings of the specimens did not use any energy of self-compactability and followed the other specifications of the NBR 5738 [34]. The test recommended by NBR 5739 [35] was performed specifically for the analysis of the axial compressive strength. For the analysis of the tensile strength by diametral compression, the test recommended by NBR 7222 [36] was carried out, which was later evaluated by NBR 6118 [37]. At the end, both concretes were classified by NBR 8953 [38].

3. Results and discussions

This topic consists of two stages. At first, a synthesis of the self-compacting tests is presented, and after, the results of the mechanical tests of the compressive and tensile strengths.

3.1 Obtaining self-compacting traces

The self-compacting properties of the concretes studied were evaluated by verifying the rheological characteristics of fluidity,

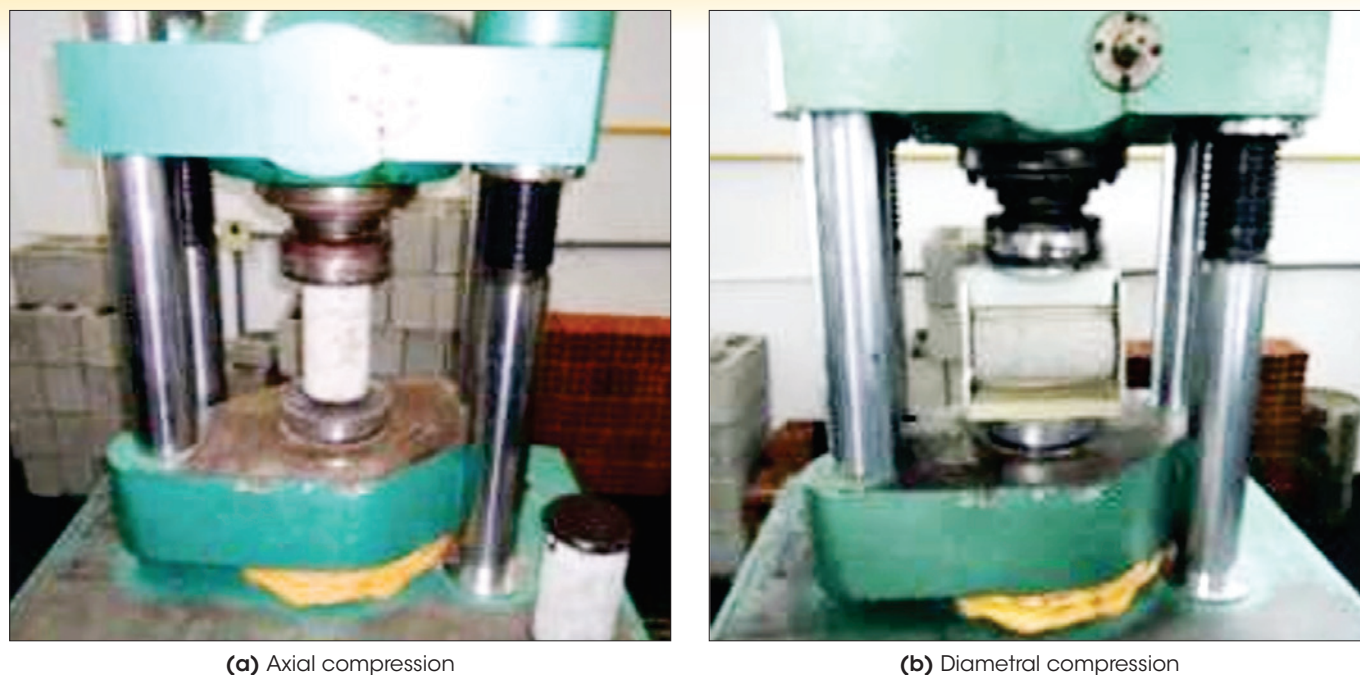


Figure 3
Specimens in failure position

Table 5
Results of the self-compactibility tests

Test method	Propriedade investigada	Units	SCC			SCC _{SCBA10%}		
			Values	NBR 15823-1 [1]	Gomes and Barros [2]	Values	NBR 15823-1 [1]	Gomes and Barros [2]
Slump-flow test	Slump-flow	mm	745	SF 2	ok	702	SF 2	ok
	Apparent plastic viscosity t_{500} under free flow	s	1.0	VS 1	didn't atend	2	VS 1	didn't atend
J-Ring test	J-Ring passing ability	mm	125	didn't atend	-	2	PJ 1	-
	Blocking step	mm	9.5	-	ok	3	-	ok
L-Box test	Flow time T_{L20}	s	0.2	-	ok	0.4	-	ok
	Flow time T_{L40}	s	0.8	-	ok	0.7	-	ok
	L-Box passing ability (H2/H1)	(H2/H1)	0.9	PL 2	ok	0.9	PL 2	ok
V-Funnel test	Apparent plastic viscosity by V-Funnel	s	5.3	VF 1	didn't atend	5.1	VF 1	didn't atend
U-Pipe test	Resistance to segregation by U-Pipe analysis (RS 1, RS 2, RS 3)	%	0.92	-	ok	1.10	-	ok
			0.95	-	ok (RS)	1.00	-	ok (RS)
			0.93	-	ok	1.10	-	ok
Specific mass	Normal specific mass without compaction	kg/m ³		2399		2405		
Cement consumption	Cement consumption per m ³ of concrete	kg/m ³		405		396		

Note: The fields with the dash (-) indicate that no tests occurred or there were no relevant classifications according to Table 4



(a) Concrete without SCBA



(b) Concrete with 10% of SCBA

Figure 4

Illustrations of the slump-flow tests

cohesion and segregation resistance in their fresh state. The results achieved are shown in Table 5.

It was verified, by evaluating the results presented in Table 5, that both concretes received technical approvals in all the tests of self-compactability of NBR 15823-1 [1]. Although the concrete without SCBA has not fulfilled the J-Ring test according to the parameters of NBR 15823-1 [1], it had partial approval by the auxiliary parameter of J-Ring, the “*Blocking step*”, recommended by Gomes and Barros [2]. Figure 4 shows illustrations of the Slump-flow test of the two concretes.

It was considered at this moment that both concretes studied fulfilled the requirements of self-compactability demanded for the category of SCC. Therefore, under these conditions, the specimens were produced for the study of the mechanical properties. The materials consumption for both concretes are demonstrated in Table 6.

In Table 6, it is highlighted that the consumption ranges of both concretes components meet the specifications of EFNARC [3], including the cement consumption very close of the expected average ranges of 350 Kg to 450 Kg per cubic meter of SCC. It is also observed, in the same Table, the evident effective reduction of 87.63 kg/m³ of sand with the direct use of 79.30 Kg of SCBA in the concrete trace SCC_{SCBA10%}. Considering also the analysis of the

fresh state, it was possible to affirm, by the parameters of fluidity and flow, apparent plastic viscosity, passing ability and segregation resistance, that both the SCC_{SCBA10%} and the SCC without SCBA present the same technical recommendations of application in accordance with the criteria of NBR 15823-1 [1]. By the annexes of this standard, it is possible to affirm that both are appropriate to be applied in most constructions works, such as walls, beams, pillars and others.

3.2 Evaluations of the compressive and tensile strength

The results of the compressive strengths are presented in Table 7. These are the average values of the specimens of each concrete trace, as well as the respective calculations of the characteristic compressive strength values (f_{ck}).

At the age of 3 and 7 days, a greater difference, about 8%, in the results of the characteristic compressive strength (f_{ck}) was observed, considering the hardening stages. However, only a small difference of 3 % in the characteristic axial compressive strength at 28 days was observed, which is the classificatory stage of NBR 8953 [39].

Table 6

Materials consumption for 1 m³ of concrete

Components	SCC (kg/m ³)	SCC _{SCBA10%} (kg/m ³)	Variation in kg
Cement	400.51	396.33	4.18
Calcitic limestone filler	160.22	158.55	1.67
Sand	801.00	713.37	87.63
SCBA	0.00	-79.30	79.30
Gravel	849.10	875.90	26.80
Water	180.20	178.32	1.88
Superplasticizer	2.20	2.18	0.02

Table 7

Axial compressive strengths at 3, 7 and 28 days

Concretes	Age	Average compressive strength (f_{cm}) (MPa)	Batch standard deviation (σ)	Characteristic resistance to compression (f_{ck}) (MPa)
SCC	3 dias	25.48	0.80	24.15
SCC _{SCBA10%}		23.41	0.71	22.24
Variation		8%	-	7.9%
SCC	7 dias	29.71	2.01	26.40
SCC _{SCBA10%}		27.95	2.27	24.20
Variation		5.9%	-	8.3%
SCC	28 dias	40.8	1.35	38.6
SCC _{SCBA10%}		40.9	0.69	39.8
Variation		0.25%	-	3%

The tests results of the axial compressive strength for both concretes placed them in the same level of mechanical resistance by the classification of NBR 8953 [39]. Therefore, both of them belong to group I and to class C35 of strength. It is also worth emphasizing, by the Student's *t*-test with significance level α of 5%, that the average values of the compression failures have confidence intervals with a lower and upper limit of 37.47 MPa and 39.73 MPa (error of ± 1.13 MPa), respectively, for the SCC, and of 40.38 MPa to 39.22 MPa (error of ± 0.58) for the SCC_{SCBA10%}. Consequently, it is possible to reproduce again the two compositions of SCC with a 95% confidence level with values capable of providing resistance results within group I for the class C35.

The results obtained in the characteristic axial compressive strength at 28 days, of 39.90 MPa for the SCC_{SCBA10%}, are similar to the 3 traces obtained by the modification of the SCBA preparation performed by Sampaio et al. [16], which were of 38.6 MPa, 39.19 MPa and 38.64 MPa for the same replacement rate. Already, Lima et al. [14] obtained 27.98 MPa and 28.72 MPa for the concrete with 30% and 50%, respectively, of replacement of sand by SCBA.

The results of the tensile strength at 28 days are shown in Table 8, where the average values of the specimens of each concrete trace and their respective characteristic values are presented. In order to analyze the tensile strength, Table 9 was elaborated by the determination of the characteristic compressive strength (f_{ck}) and the support of NBR 6118 [37].

In general, the characteristic tensile strenght values ($f_{ct,sp}$), presented in Table 9, are adjusted between the characteristic

average and minimum values proposed by the calculation of the characteristic compressive strength (f_{ck}) by NBR 6118 [37], with a minimum variation of 2% between the SCC's developed. It is important to highlight, by the Student's *t*-test with significance level α of 5%, that the average values of the tensile failures have confidence intervals with a lower and upper limits of 2.54 MPa and 3.56 Mpa (error of ± 0.51 MPa), respectively, for the SCC, and of 2.47 MPa to 3.37 MPa (error of ± 0.45 MPa) for the SCC_{SCBA10%}. Therefore, it is possible to reproduce the two compositions of SCC with a 95% confidence level with values capable of providing desirable results between $f_{ct,m}$ and $f_{ct,inf}$. Figure 5 shows two SCC specimens ruptured by the diametral compression test.

It is observed in Figure 5 that there are good coverings of the mortars in relation to the gravels in both specimens. Moreover, there is a homogeneous distribution of the coarse aggregates along the vertical and radial extension, which is a typical and necessary characteristic for SCC's.

4. Conclusions

This work obtained two SCC traces, with and without SCBA, for the study of the mechanical performances of compressive and tensile strengths. In particular, the highlights were:

1. The rheological parameters of fluidity and flow, apparent plastic viscosity, passing ability and segregation resistance,

Table 8

Tensile strength by diametral compression at 28 days

Concretes	Average resistance to diametral compression ($f_{ctm,sp}$) (MPa)	Batch standard deviation (σ)	Characteristic resistance to diametral compression ($f_{ctk,sp}$) (MPa)
SCC	3.05	0.20	2.71
SCC _{SCBA10%}	2.92	0.24	2.52
Variation	6.2%	-	8.2%

Table 9

Tensile strength analysis

Concretes	NBR 7222 [36]	NBR 6118 [37]	
	Characteristic tensile strength ($f_{ctk,sp}$) (MPa)	Expected average tensile strength ($f_{ct,m}$) (MPa) $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$	Minimum tensile strength ($f_{ctk,inf}$) (MPa) $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$
SCC	2.71	3.43	2.40
SCC _{SCBA10%}	2.52	3.50	2.45
Variation	8.2%	2.1%	2.0%

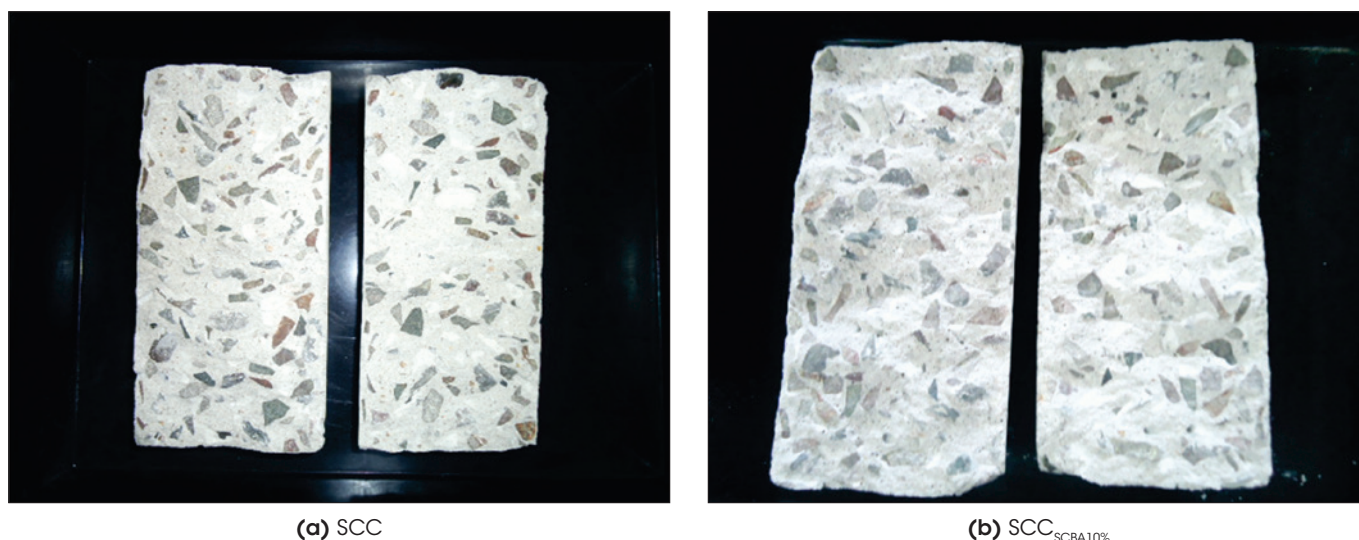


Figure 5
Specimens ruptured by diametral compression

- obtained by the SCC without SCBA and the SCCSCBA10, showed that both of them achieved the previous recommendation to be used in several structural applications following the standards of NBR 15823-1 annexes. [1];
- In general, it was possible to classify, by NBR 8953 [38], both SCC's as belonging to group I and to class C35 of strength, with a 95% confidence level of reproducibility;
 - It is emphasized that the SCCSCBA10% maintained the same levels of materials consumption, which are in accordance with the values ranges of this concrete technology and also contributed to the reduction of 87 kg/m³ in the effective consumption of sand;
 - In a direct evaluation on the SCC performance in the fresh state in relation to the SCCSCBA10%, it is noted that the 10% replacement rate of sand by SCBA, in mass, do not change the rheological properties for the SCC's in the aspects of fluidity, cohesion and consistency;
 - Still performing a direct comparison, the results indicated that it is possible to use the SCBA in the SCC production with no significant variations in the mechanical properties of compressive strength at 3, 7 and 28 days of age and of tensile strength at 28 days.

Finally, it is worth noting that this paper considered as important the advances in the development of new materials for the civil construction industry, which directly reduce the extraction of natural resources in favor of the respect for the social and environmental values.

5. Acknowledgements

To the Special Concretes Laboratory, the Construction Materials Laboratory and the Soil Mechanics Laboratory of the Civil Engineering Department of the State University of Maringá (UEM) in the state of Paraná, for the incentive and support. To Basf do Brasil for the donation of the superplasticizer. To CAPES for the financial

support given to researchers. To Usaçúcar Group for all the support and donation of the SCBA.

6. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável. Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco (Self Compacting concrete. Part 1: Classification, control and acceptance in the fresh state). - NBR 15823-1, Rio de Janeiro, 2017.
- GOMES, P. C. C.; BARROS, A. R. de. Métodos de dosagem de concreto autoadensável, São Paulo: Pini, 1ed, 1999, 165 p.
- EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS. EFNARC. The Europe Guidelines for Self-Compacting Concrete – Specification, Production and Use. In: EFNARC Maio, 2005. Disponível em: <<http://www.EFNARC.org/pdf/SCC-GuidelinesMay2005.pdf>> Acesso em: 25 de set. 2017.
- VANDERLEI, R. D.; PEINADO, H. S.; NAGANO, M. F.; MOLIN FILHO, R. G. D. Uso da cinza do bagaço de cana-de-açúcar como agregado em concretos e argamassas. REEC – Revista eletrônica de Engenharia Civil, v. 8, n. 1, 2014, p. 21-31.
- OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. Journal of advance concrete technology, v. 1, n. 1, 2003, p. 5-15.
- GOMES, P. C. C. Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete, Barcelona, 2002, Thesis (doctorate) - School of D'Enginyeria of Construction of Camins, Universitat Politècnica of Catalunya, 139 p.
- CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Use of Ultra-Fine Sugar Cane Bagasse Ash as Mineral Admixture for Concrete. ACI Materials Journal, v. 105, n. 5, 2008, p. 487-493.
- CRESPI, M.; MARTINS, Q.; ALMEIDA, S.; BARUD, H.; KOBELNIK, M.; RIBEIRO, C. Characterization and thermal behavior of residues from industrial sugarcane processing.

- Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v. 106, n. 3, p. 753-757, 2011.
- [9] BAHURUDEEN, A.; SANTHANAM, M. Influence of different processing methods on the pozzolanic performance of sugarcane bagasse ash. *Cement and Concrete Composites*, v. 56, Feb. 2015, p. 32-45.
- [10] COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. CONAB. Acompanhamento de safra brasileira: cana-de-açúcar. Segundo levantamento da safra de cana-de-açúcar, abril. Brasília: CONAB 2017. Disponível em: <<http://www.conab.gov.br/conteudos.php?a=1253&>>. Acesso em: 19 set. 2017.
- [11] FEDERAÇÃO DA INDUSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO/ CENTRO DAS INDÚSTRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. FIESP/CIESP. Ampliação da oferta de energia através da biomassa. São Paulo: 2001. Disponível em: <<http://www.fiesp.com.br/indices-pesquisas-e-publicacoes/ampliacao-da-oferta-de-energia-atraves-de-biomassa/>>. Acesso em: 19 set. 2017.
- [12] CASTALDELLI, V. N.; MORAES, J. C. B.; AKASAKI, J. L.; MELGES, J. L. P.; MONZÓ, J.; BORRACHERO, M. V.; SORIANO, L.; PAYÁ, J.; TASHIMA, M. M. Study of the binary system fly ash/sugarcane bagasse ash (FA/SCBA) in SiO₂/K₂O alkali-activated binders. *Fuel*, v. 174, 15 June 2016, p. 307-316.
- [13] CÂMARA, E.; PINTO, R. C. A.; ROCHA, J. C. Setting process on mortars containing sugarcane bagasse ash. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 9, n. 4, aug. 2016, p. 617-642.
- [14] LIMA, S. A.; SALES, A.; ALMEIDA, F. do C. R.; MORETTI, J. P.; PORTELLA, K. F. Concretos com cinza do bagaço da cana-de-açúcar: avaliação da durabilidade por meio de ensaios de carbonatação e abrasão. *Ambiente Construído*, v. 11, n. 2, abr./jun. 2011, p. 201-212.
- [15] MORETTI, J. P.; SALES, A.; ALMEIDA, F. C. R.; REZENDE, M. A. M.; GROMBONI, P. P. Joint use of construction waste (CW) and sugarcane bagasseash sand (SBAS) in concrete. *Construction and Building Materials*, v. 113, 15 June 2016, pp.317-323.
- [16] SAMPAIO, Z. L. M.; SOUZA, P. A. B. F.; GOUVEIA, B. G. Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete, v. 7, n. 4, aug. 2014, p. 626-647.
- [17] BAHURUDEEN, A.; KANRAJ, D.; DEV, V. GOKUL; SANTHANAM, M. Performance evaluation of sugarcane bagasse ash blended cement in concrete. *Cement and Concrete Composites*, v. 59, may. 2015, p.77-88.
- [18] MOLIN FILHO, R. G. D. Concreto auto-adensável com cinza do bagaço da cana-de-açúcar, Maringá, 2012, Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, 164 p.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega. - NBR 13069, Rio de Janeiro, 2012.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão (Portland cement - Determination of compressive strength). - NBR 7215, Rio de Janeiro, 1996.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. (Fine aggregate - Test method for water absorption). - NBR NM 30, Rio de Janeiro, 2001.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. (Aggregates - Determination of the unit weight and air-void contents). - NBR NM 45, Rio de Janeiro, 2006.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. (Fine aggregate – Determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity). - NBR NM 52, Rio de Janeiro, 2009.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado graúdo – determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. (Coarse aggregate - Determination of the bulk specific gravity, apparent specific gravity and water absorption). - NBR NM 53, Rio de Janeiro, 2009.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação da composição granulométrica. (Aggregates - Sieve analysis of fine and coarse aggregates). - NBR NM 248, Rio de Janeiro, 2003.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados para concreto - Especificação (Aggregates for concrete - Specification). - NBR 7211, Rio de Janeiro, 2009.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Água para amassamento do concreto - requisitos. (Water for kneading the concrete - requirements). - NBR 15900, Rio de Janeiro, 2009.
- [28] MOISÉS, M. P.; SILVA, C. T. P. DA; MENEGUIN, J. G.; GIROTTO, E. M.; RADOVANOVIC, E. Synthesis of zeolite NaA from sugarcane bagasse ash. *Materials Letters*, v. 108, 2013, p. 243–246.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823-6: Concreto auto-adensável. Parte 6: Determinação da resistência à segregação - Métodos da coluna de segregação e da peneira. Rio de Janeiro, 2017.
- [30] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento - Método do cone de Abrams (Self Compacting concrete. Part 2: Slumpflow test and flow time – Abrams cone method). - NBR 15823-2, Rio de Janeiro, 2017.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável. Parte 3: Determinação da habilidade passante - Método do J-Ring (Self Compacting concrete. Part 3: Determination of passing ability – J-ring method). - NBR 15823-3, Rio de Janeiro, 2017.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável. Parte 4: Determinação da habilidade passante - Método da L-Box (Self Compacting concrete. Part 4: Determination of passing ability – L-box method). - NBR 15823-4, Rio de Janeiro, 2017.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável. Parte 5: Determinação da viscosidade - Método do V-Funnel. (Self Compacting concrete.

- Part 5: Determination of the viscosity – V-funnel test). - NBR 15823-5, Rio de Janeiro, 2017.
- [34] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova (Concrete – Proceedings for molding and curing of specimens). - NBR 5738, Rio de Janeiro; 2016.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos (Concrete – Compression tests in cylindrical specimens). - NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto. Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos (Mortar and concrete - Determination of the tension strength of cylindrical specimens submitted to diametrical compression). - NBR 7222, Rio de Janeiro, 2011.
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of structural concrete – Procedure). - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [38] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto para fins estruturais- Classificação por grupos de resistência (Concrete for structural use - Strength classification – Classification Descriptors: Concrete. Classification). - NBR 8953, Rio de Janeiro, 2015.

Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards

Dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto ao esforço cortante: análise teórica e experimental e recomendações à normalização brasileira



R. D. PASQUANTONIO ^a
r.pasquantonio@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8289-4973>

G. A. PARSEKIAN ^a
parsekian.ufscar@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

J. S. CAMACHO ^b
jeffersonscamacho@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

Abstract

Beams are subject a flexure and shear, with the last as the theme of this research. The purpose of this paper is to analyze specifications for the shear design of concrete block structural masonry beams, based on an extensive literature review and experimental tests here reported. From this scope, specifications for revision of Brazilian standardization are suggested. In the theoretical part, literature review from both national and international researchers were considered and the specifications of Brazilian standards, in addition to North American, Australian, Canadian and European, ABNT NBR 15961-1/2011, ABNT NBR 6118/2014TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and EuroCode6.1/2001, respectively. To analyze and validate the specifications of the literature, an experimental program was carried out assessing ten concrete block masonry beams results tested mainly to shear loads. Two-course high beams with three vertical load positions (position a/d) and two transverse reinforcement rates were tested. The specifications from the Brazilian and European standards led to considerably higher results than the experimental results, while those presented in the standards TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and NBR6118/2014 lead to results close to those obtained experimentally. As a conclusion, it can be noted that the rupture pattern is similar to that expected for reinforced concrete beams, the cracks were conditioned by the position of the loading point and by the mortar joints positions, the increase in the transverse reinforcement ratio led to an increase in the shear force. Results indicate that the consideration of apparent increase in shear strength by the ratio $M/(V \cdot d)$ is not consistent. Eliminating this recommendation, considering the masonry shear strength equal to 0.35 MPa, limiting the stirrups tension to 0.90 of f_{yk} and considering the contribution of the longitudinal reinforcement, it was possible to estimate the shear value at the rupture of each beam between 73% to 106% of the values verified in the tests.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry, shear.

Resumo


Vigas são submetidas à flexão e cisalhamento, sendo esse último esforço o tema desta pesquisa. O objetivo deste trabalho é analisar especificações para dimensionamento ao esforço cortante de vigas de alvenaria estrutural em blocos de concreto, a partir de extensa avaliação da literatura e de ensaios experimentais aqui relatados. A partir desse escopo, são sugeridas especificações para revisão da normalização brasileira. Na parte teórica, foram considerados trabalhos anteriores tanto nacionais quanto internacionais e as prescrições das normas brasileiras NBR15961-1/2011 e NBR 6118/2014, além da norte-americana, australiana, canadense e europeia, TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e EuroCode 6.1/2001, respectivamente. Com intuito de analisar e validar as especificações da literatura foi realizado um programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidos principalmente ao esforço cortante. Foram consideradas vigas de duas fiadas, três posições da carga vertical, variando a/d, e duas taxas de armadura transversal. Na análise dos ensaios verificaram-se semelhanças no comportamento último das vigas de alvenaria armada com a teoria proveniente das vigas de concreto armado, com algumas particularidades de fissuração na região das juntas de argamassa. Além disso, as especificações estabelecidas pela norma brasileira e europeia levaram a resultados consideravelmente maiores do que os resultados experimentais, enquanto que os presentes nas normas TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e NBR6118/2014 levam a resultados próximos aos obtidos experimentalmente. Como conclusão pode-se destacar que o padrão de ruptura é semelhante ao esperado para vigas de concreto armado, as fissuras foram condicionadas pela posição do ponto de aplicação do carregamento e pelas juntas de argamassa, o aumento da taxa de armadura transversal levou ao aumento da força cortante de ruptura. Os resultados indicam não ser consistente a consideração de aumento aparente da resistência ao cisalhamento pela relação $M/(V \cdot d)$. Eliminando-se essa recomendação, considerando a resistência da alvenaria igual a 0,35 Mpa, limitando a tensão nos estribos a 0,90 de f_{yk} e considerando a contribuição da armadura longitudinal, foi possível estimar o valor de cortante na ruptura de cada viga entre 73% a 106% dos valores verificados nos ensaios.

Palavras-chave: viga, alvenaria, alvenaria armada, cisalhamento.

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista, Campus Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil.

Received: 27 Oct 2016 • Accepted: 18 Aug 2017 • Available Online: 08 Aug 2019

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

1. Introduction

As the use of the structural masonry system in concepts that lead to efforts beyond axial compression, as is the case of beams subjected to bending and shearing, it is noted the importance of an improvement in the dimensioning criteria for this type of element. Based on studies by several authors, it is evident the existence of gaps in the knowledge of the behavior of reinforced masonry beams. Sarhat and Sherwood (2011) indicate that masonry beams are structural elements that are used to overcome spans over openings in walls such as doors and windows. In contrast, it is common in Brazil to use beams to support slabs and other elements, in spans considerably longer than the usual doors and windows spans.

These beams can be constructed with the same blocks that are used in the wall construction and, in other situations, U-shaped cross-section beam blocks can be used in. According to Ring et al. (2012), the use of beam blocks in the first has the objective of creating a continuous "void" where it is possible to position the longitudinal reinforcement.

ABNT NBR 15961-1, part 3.14 defines beam as a linear element that resists predominantly to flexion and whose span is greater than or equal to three times the height of the cross section.

In relation to shear, it is possible to design beam elements without transverse reinforcement, although Parsekian et al (2012) indicate the use of non-stirrup beams only when it is composed of only one masonry course. Fereig (1994) points out the existence of high shear forces causing an early and fragile rupture. Due to the shear brittle failure, it is advisable to use a minimum shear reinforcement in masonry with more than one course. Landini (2001) reports that a reinforced masonry beam shear stress behavior resembles that of a reinforced concrete beam, a fact corroborated by Fereig (1994).

This work reports the study on concrete-block structural masonry beams. The theoretical part includes assessing specifications present in the Brazilian codes NBR 15691-1 / 2011 and NBR 6118/2014, in addition to North American, Australian, Canadian and European codes, TMS 402/2016, AS3700 / 2001, CSA S304 / 2014 and EuroCode 6.1 / 2001, respectively. The experimental pro-

gram included the analysis of ten concrete masonry beams tested to mainly shear loads, aiming to analyze and validate the specifications from the literature review. Tests on two-course beams contemplate varying the load position related to the support distances and varying the transversal reinforcement ratio. From the literature review and from the testing results the shear behavior of reinforced masonry is reported.

1.1 Research significance

In Brazil there was a huge growth in the use of structural masonry in recent years, since this constructive method has several advantages. According to Camacho (2006) some of these benefits are:

- *Lower diversity of materials used:* this reduction is due to fewer subcontractors in the work;
- *Reducing the diversity of skilled labor:* since only the manpower that will perform the masonry must receive training.
- *Higher speed of execution;*
- *Structural robustness:* increased resistance to pathological damage and greater safety reserve front partial failures.

These benefits have led to frequent designs of beams in reinforced masonry. The finding of gaps in the knowledge of the behavior of these elements, as highlighted in the previous paragraph, justify this work.

2. Beam shear behavior

In many cases a simplification of the real model is made to design and detail a structure. When dealing with dimensioning beams this is no different. According to Fusco (1995), in the case of elements subjected to bending moments and shear forces a truss model is admitted, a model which was idealized by Ritter and Morsch in 1948. From Figure [1] it can be observed that the top chord is represented by the concrete while the bottom chord is represented by the longitudinal reinforcement. It is necessary to ensure the model balance, and this is done by the presence of the transverse reinforcement. Morsch (1948) observed that this model is only applied when the beam presents cracks, that is, when the beam is at its cracked-elastic stresses stage.

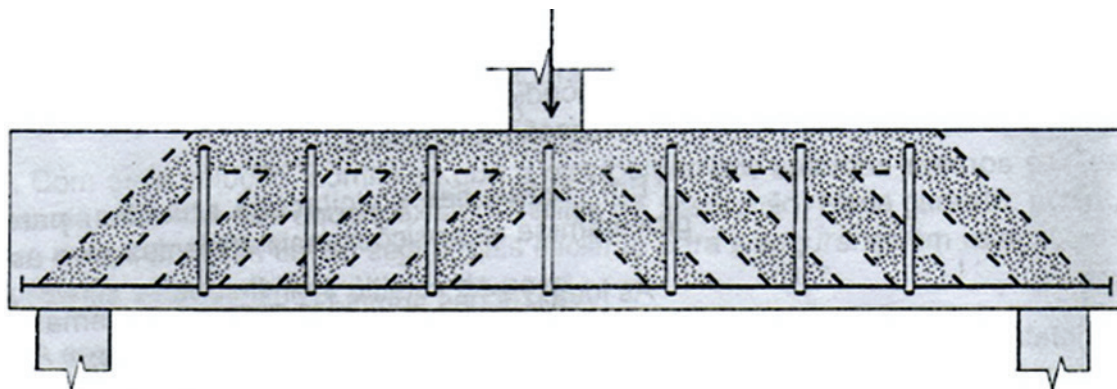


Figure 1
Morsch truss model

Source: Fusco (2008)

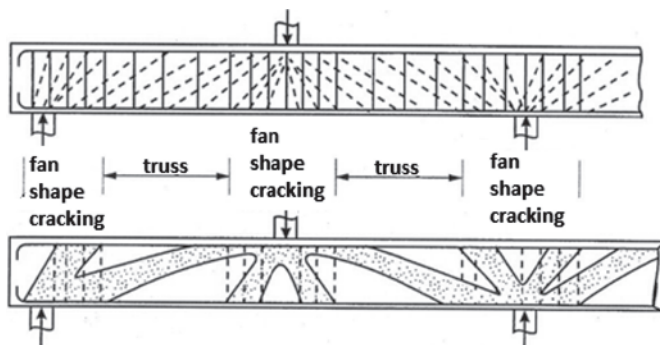


Figure 2
Mechanism resistant global of concrete reinforced beams

Source: Fusco (2008)

As for the distribution of shear forces toward the support, Fusco (2008) point that the stresses trajectory in the region close to the supports does not obey the inclination proposed by the truss analogy. This distribution occurs into two distinct trajectories, as can be seen in Figure [2].

According to Fereig (1994), the shear rupture is fragile. In addition to Fereig (1994) the authors Neis and Loeffler (1983) present the same conclusion, as is observed in Figure [3].

In the case of beams without transverse reinforcement, shear design is even more important and, according to Sarhat and Sherwood (2011), it is even more relevant, and this failure type will likely determine the beam load capacity.

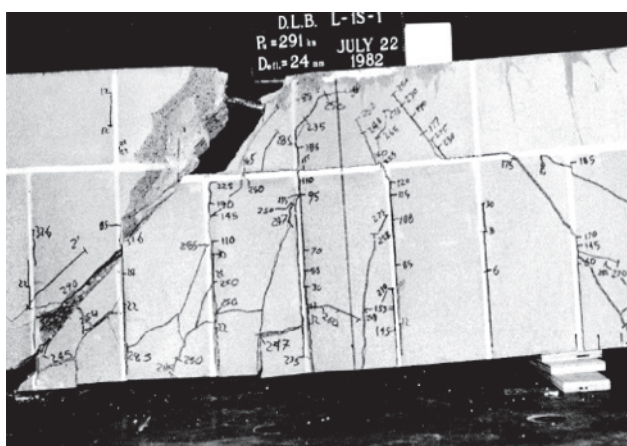
As for the cracking behavior, it is possible to distinguish it as to the presence or not of transverse reinforcements. In cases of transverse reinforcement absence or in cases where its spacing

is exaggerated, Fusco (2008) infers that the shear strength will be defined by the material tensile strength. In these cases, the crack path, according to Landini (2001), starts at the lower edge of the beam to the upper edge with a slope around 45° , as verified by Mörsch. In this situation, the cracks are from the shear stress and are inclined cracks. Due to this nomenclature, shear rupture is also called diagonal tension failure. In cases where the transverse reinforcement is correctly placed, shear rupture may still occur. Fusco (2008) describes four distinct shear failure types, as follows:

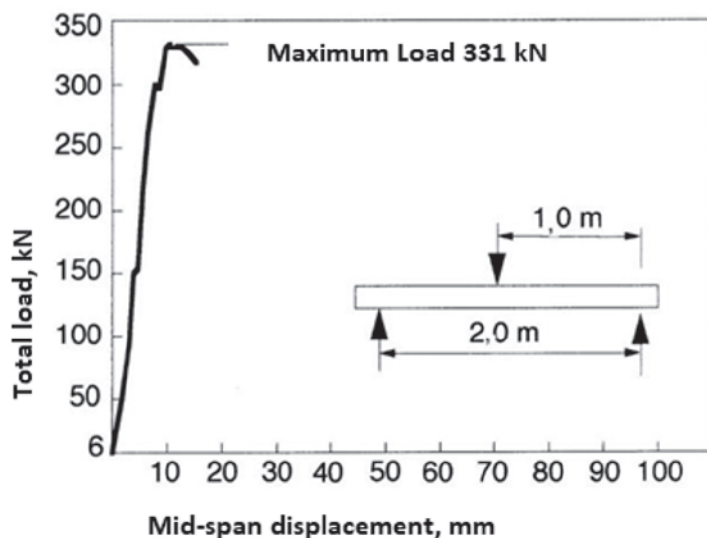
- I. **Shear-Compression Rupture (RFCC)**: when there is a rupture of diagonal concrete strut;
- II. **Shear-Tension Rupture (RFCT)**: when the transverse reinforcement strength is overcome by the design shear force of calculation with a tensile rupture;
- III. **Shear-Flexure Rupture (RSBF)**: from the interaction between shear force and bending moment in the vicinity of concentrated loads. In these cases the large increase of the local compression stresses cause a failure shear at the top chord. This rupture is avoided by limiting concentrated forces values;
- IV. **Longitudinal Flexural Reinforcement (FRLR)**: occurs when the diagonal concrete connecting rods that are supported on the trailed sheath (longitudinal reinforcement) cause high bending stresses in these reinforcements.

Mechanism of Shear resistance Mechanisms of Shear resistance are ways to ensure that the reinforced concrete parts will not failure in the Ultimate Limit State (ELU) due to shear forces. The cracking path of a reinforced concrete beam and a masonry beam is very similar, since they are perpendicular to the axis of the element and the beginning of the propagation is from the bottom chord.

The shear resistance of a cracked beam due in simple bending can occur by in two distinct mechanisms which are called maximum and minimum cooperation of concrete between cracks.



(a)



(b)

Figure 3
Beam fragile failure: (a) Test – (b) Force vs displacement curve

Source: Neis and Loeffler (1983)

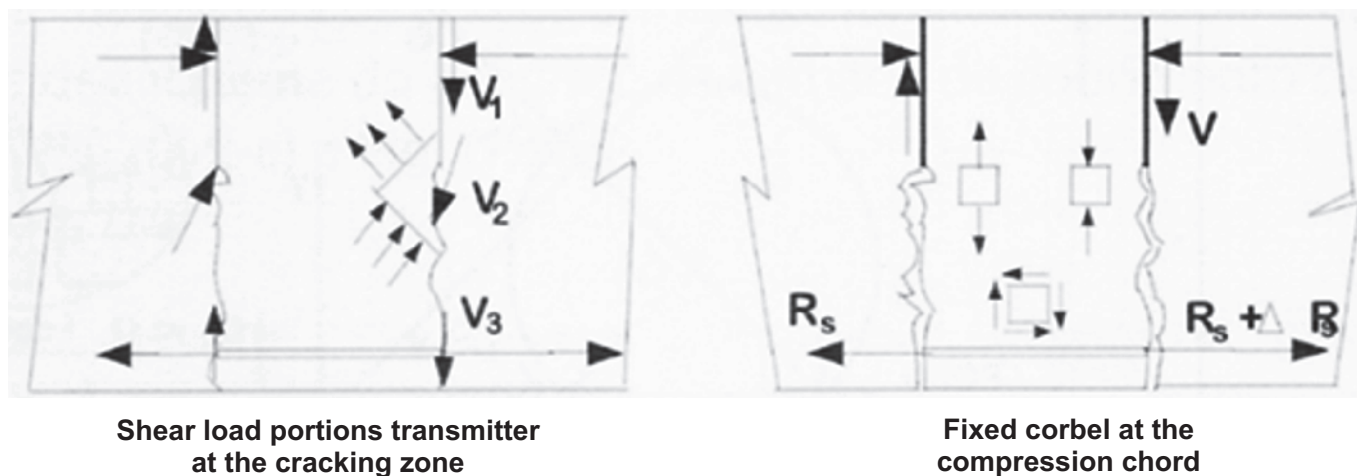


Figure 4
Resistant mechanism between two adjacent fissures
Source: Fusco (2008)

Maximum concrete cooperation between cracks is defined as the mechanism where the forces are absorbed by the material by three different mechanisms, that are

1. V_1 – portion transmitted by the compressed top chord of the element;
2. V_2 – portion transmitted through the flexural crack;
3. V_3 – portion transmitted through the bending fissure by longitudinal reinforcement (dowel action).

According to Fusco (2008), the minimum concrete co-operation model between cracks has been admitted since the early days of reinforced concrete. It consists of the complete transmission of the shear force through the top chord. In addition, there is the consideration that two adjacent cracks form a fixed corbel in the strut. Because of the fixed corbel it can occur a variation of the tensile force along the longitudinal reinforcement length.

Figure [4] presents how the contribution of each shear resistant mechanism occurs.

Nagato et al. (2003) report an experimental study assessing the shear strength by dowel action on six reinforced concrete beams. The authors conclude that the longitudinal reinforcement dowel action contributes to shear strength, but the longitudinal reinforcement rate does not have a great influence on this effect.

3. Previous studies on reinforced masonry beam shear behaviour

Suter and Keller (1976) developed a study of shear stress in structural masonry beams and the implications of the Canadian standard in these studies. The objective was to evaluate three parameters that can influence the shear strength: relation of the beam shear span to the section effective depth (a/d) where (a) is the distance from the load point to the support and d is the section effective depth; longitudinal reinforcement rate – ρ ; and the masonry compression strength f'_m . From the analyses of these parameters the authors suggest recommendations to the Canadian code. As

the considerations of shear stress design criteria in ULS, the authors present a minimum value curve. As presented in Figure [5] for values of $a/d > 2$ a constant shear strength of 50 psi (0,345 MPa) is considered, which can be considered as the lower limit of the curve. For values of $a/d < 2$, authors suggest the equation:

$$V_m = 0,345 \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a}\right) (MPa) \tag{3.1}$$

Landini (2001) report a total of four beams testing that aimed to study shear and flexural behaviour. The span length and the beam width were constant in all tests and the only variation was in respect to the beam height. Two beams were two-course high and two beams were three-course high.

The reported findings are:

- a) The shear design (truss model) specification from the considered codes may not be the most indicated in some situations;

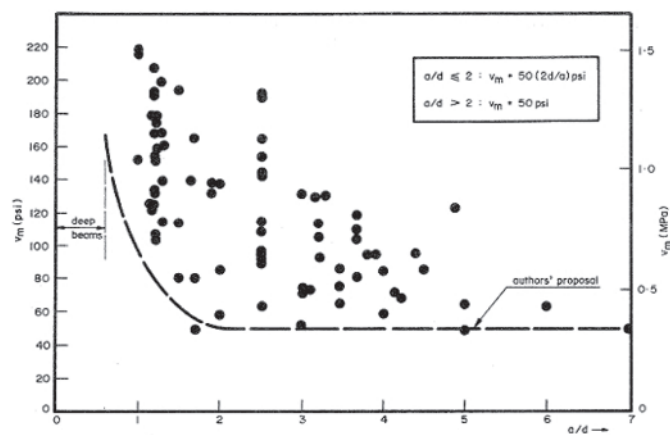


Figure 5
 $V_m \times a/d$
Source: Suter and Keller (1976)

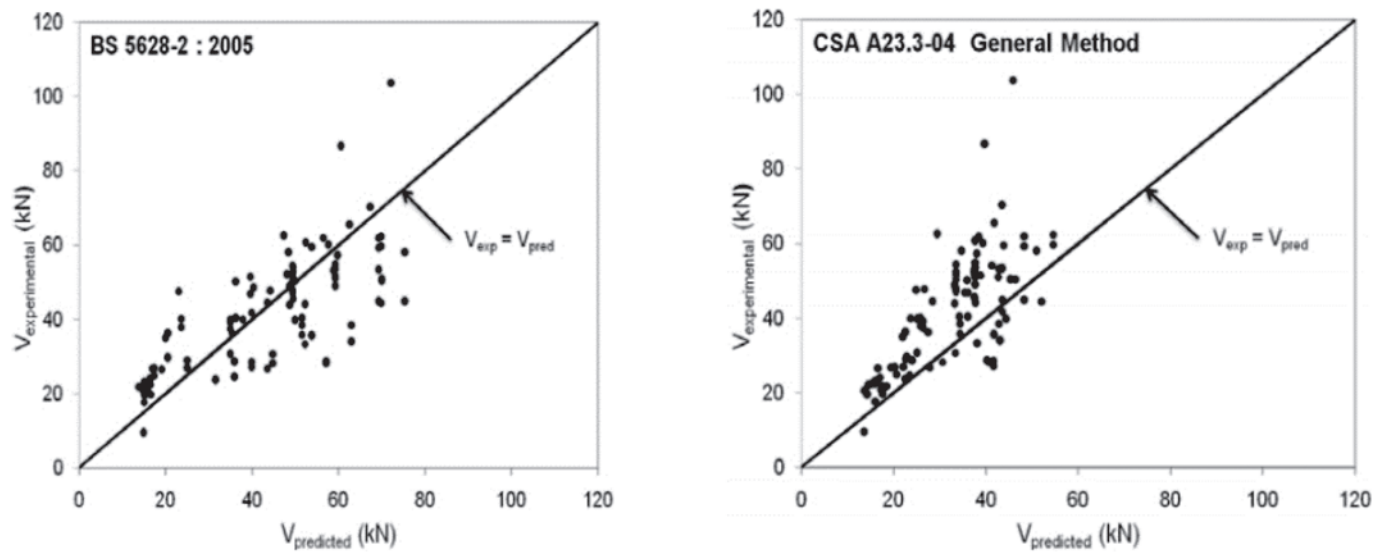


Figure 6
Comparison between experimental and predicted shear force values

Source: Sarhat and Sherwood (2007)

- b) Short beams do not exhibit arc force transmission, therefore, specifications from the ACI 530/1995 e BS 5628/2005 codes are unsafe;
- c) The presence of bedding joints and the presence of grout and block interfaces in the masonry represents fragile points. These points may contribute to the non-homogeneous behavior of the different materials.

Guzman and Lissel (2005) report a comparison between the 1994 and 2004 publications of the Canadian code CSA 304.1 from. The paper deals with comparing the shear design specifications was aiming to verify the changes and to highlight the studies and researches over a period of ten years. In this research three types of beams were studied. In the first case, the beam was of 8 meters span and of 850 mm effective height. In the second case, the

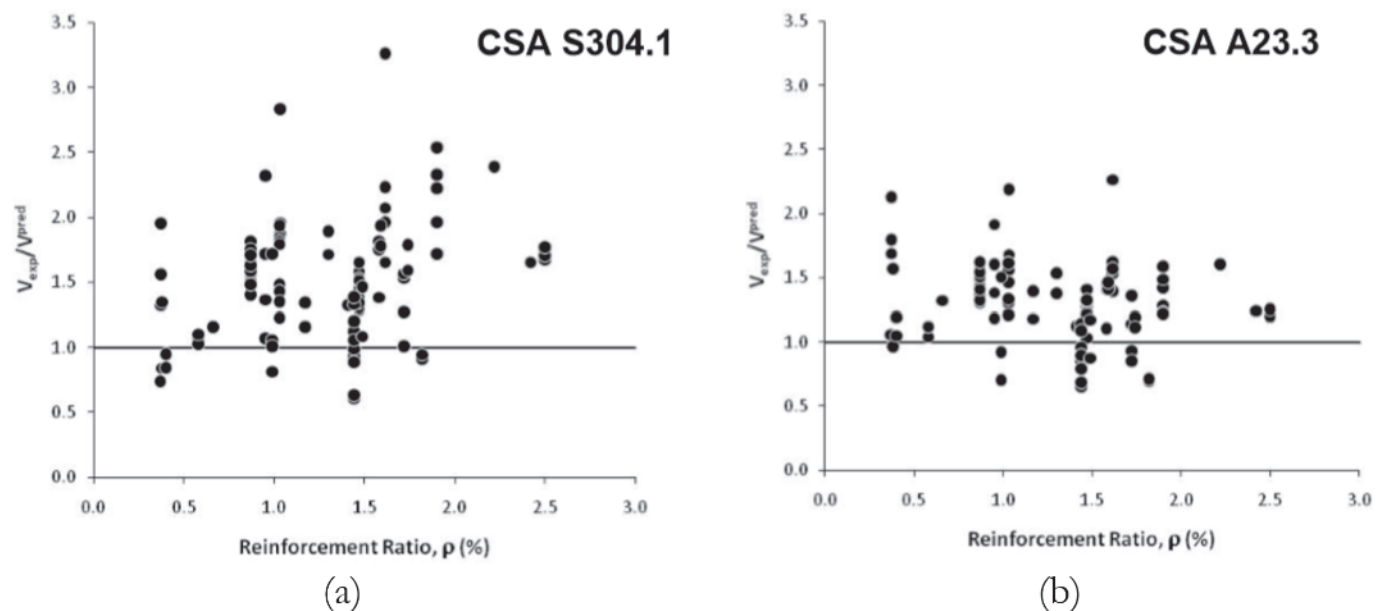


Figure 7
Comparison between the value of the experimental and theoretical shear force ratio (Y-axis) and the longitudinal reinforcement rate (X-axis) according to the Canadian Masonry Standard (a) and the Canadian Concrete Standard (b)

Source: Sarhat and Sherwood (2007)

beam had the same span and height, but the blocks were completely grouted. In the third case, a beam of 4 meters and a effective height of 450 mm was analyzed.

The authors conclude with these studies that:

- a) The 2004 standard allows for greater masonry strength than the 1994 standard;
- b) In short-span beams the shear reinforcement is determined by limiting the maximum spacing to $d/2$, which leads to a smaller reduction on the shear reinforcement than on the flexural reinforcement short-height beams and small-span beams are compared to beams with higher sections and longer spans.

In both long and short beams, the design can consider the maximum shear force at a $d/2$ -distance from the support. Sarhat e Sherwood (2007) presents the results of the analysis of 112 tests carried out by several authors of the from the literature on reinforced masonry beams and compare the results with the specifications of the British Standard BS 5628/2001 and Canadian CSA A23.3-04. Figure [6] graphically shows the result of this comparison.

The authors state that the considerations imposed by the calculation to determine the shear force of unreinforced masonry beams should conservative, since shear rupture occurs in a fragile manner.

The conclusion of the authors is that the masonry beams have a behavior like that of the reinforced concrete beams. It was verified that the design of reinforced masonry beams, using the Canadian reinforced concrete code, presented a satisfactory, accurate and safe result. The authors proposed a design method similar to a reinforced concrete design method.

Zohrehheydariha, Das and Banting (2017) report an experimental study on concrete block beams in order to compare the efficiency of masonry of stacked block masonry. This form of construction allows the block hollow to be aligned, facilitating the positioning of the stirrups. The beams were constructed with beam blocks in the

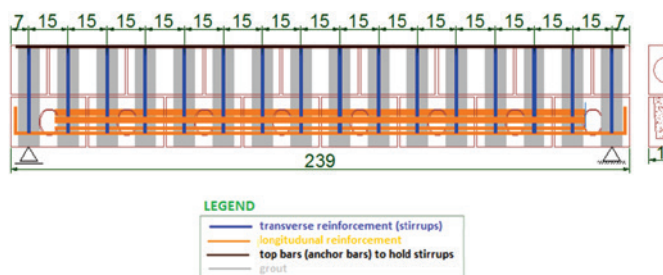


Figure 8
Elevation

Source: Pasquantonio (2015)

lower course, where the longitudinal reinforcement is positioned, and regular blocks in the upper courses, being reported tests on two and three-course beams, with a span of 4.8 m, built with and without stirrups, with stacked and running bond block masonry, fully grouted. The authors conclude that:

- The bedding type (stacked or running bond) was not significant to the load capacity of the beams;
- The presence of stirrups considerably increased the bearing capacity of the beams and greatly reduced cracking.

4. Codes specifications

All the codes presented in this study divided the shear capacity into two parts, a strength provided by the masonry section and a second strength provided by the transverse reinforcement. Table [1] brings the summary of each code specification. The notation used in this table is:

A_{nv} – masonry section area [mm²];

Table 1
Reinforced masonry beam shear equations

Code	Shear force - masonry contribution (V_m)	Shear force - reinforcement contribution (V_{sw})	Maximum design shear force (V_n)
NBR15691-1/2011 and EuroCode 6.1/2001	$V_m = \left[2,5 - 0,25 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot f_{vk} \cdot \frac{b_w \cdot d}{\gamma_m}$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,5 \cdot f_{yd} \cdot d$	Does not apply
TMS402/2016	$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m} \right\}$	$V_{sw} = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n \leq \begin{cases} 0,498 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{if } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \leq 0,25 \\ \text{in interpolate if } 0,25 < \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} < 1,00 \\ 0,332 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{if } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \geq 1,00 \end{cases}$
CSA S304/2014	$V_m = \phi_m \cdot K_b \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \cdot \beta$	$V_{sw} = \phi_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d}{s} \cdot \cot(\theta_1)$	$V_n = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}$
AS3700-2001	$V_m = \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n = 4 \cdot \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$
NBR 6118/2014	$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = 0,9 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Source: Pasquantonio et al (2016)



Figure 9
First course with stirrups (left) and grouting (right)

Source: Pasquantonio (2015)

A_{sl} - longitudinal steel reinforcement area $\leq 0,02 \cdot b_w \cdot d$;
 A_{sw} - transversal steel reinforcement area [mm²];
 K_b - fator depeding on the grout amount - $K_b = 1,00$;
 M_{max} - beam maximum bending moment [Nmm];
 V_c - shear force portion resisted by complementary truss mechanisms [N];
 V_m - shear force portion resisted by the section[N];
 V_{max} - beam maximum shear force [N];
 V_n - nominal shear force [N];
 V_{sd} - design shear force load [mm];
 b_w - beam section width [mm];
 d - beam effective height [mm];
 f'_m - prism strength [MPa];
 f'_{vm} - masonry shear strength ($f'_{vm} = 0,35$ MPa);
 f_{ctd} - tensile masonry design strength; $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (f_{ck} in MPa);
 f_{sy} - steel reinforcement yield strength [MPa];
 f_{ywd} - transverse reinforcement stress, limited to f_{yd} for stirrups [MPa];
 f_{vs} - steel reinforcement shear strength ($f_{vs} = 17,5$ MPa);
 f_{vk} - shear masonry characteristic strength = $0,35 + 17,5 \cdot [A_s / (b \cdot d)]$ [MPa], limitado a 0,7 MPa;
 f_y - steel reinforcement yield strength [MPa];
 f_{yd} - steel reinforcement design yield strength [MPa];

s - transverse reinforcing bars spacing [mm];
 γ_m - masonry material reduction coefficient ($\gamma_m = 2,0$);
 ϕ_m - masonry material reduction factor - $\phi_m = 0,55$;
 ϕ_s - steel material reduction factor - $\phi_s = 0,85$;
 V_{sw} - shear force portion resisted by the transverse reinforcement [N];
 θ_1 - concrete strut slope angle equal to $\theta_1 = 42^\circ$;
 ϕ - safety reduction factor - 0,75;
 β - factor equal to 0,18 when the longitudinal reinforcement area is greater than 0,07% bs;
 λ - factor depending on the concrete density ($\lambda = 1,00$).
 $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck} / (250))$, with f_{ck} in MPa

5. Experimental program

A total of ten structural masonry beams were tested with the characteristics below :

- Length of 2,39m, with span between supports of 2,25m, according to Figure [10];
- Beam block (14x19x29cm) in the first course and regular blocks (14x19x29cm) in the second course, fully grouted, as Figure [9];
- Amount of shear reinforcement (2 cases): 1Ø5,0c/15 or 1Ø6,3c/15 (one-leg stirrups);
- Amount of flexural reinforcement (1 case): 2Ø 10,0 mm + 2Ø 16,0 mm;
- Resistance of the materials according to Table [2].

The longitudinal reinforcement used, approximately 4.8 cm², was determined to induce shear failure, that is, with this quantity the beam has a higher flexural strength than the shear strength. The shear reinforcement was constituted of one-leg stirrups, every 15 cm, with bars of 5.0 mm (1.31cm² / m) or 6.3 mm (2.08 cm² / m), according to each case. The loading was applied in pairs of equidistant loads and the position of these loads in relation to the

Table 2
Materials characterization result

	Average compression strength (MPa)	
f_b	10.69	Block
f_a	8.11	Mortar
f_p	12.58	Prism
f_g	25.14	Grout

Source: Pasquantonio (2015)

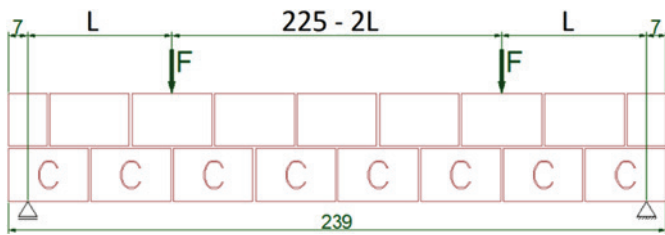


Figure 10

Loading (Type 1: $L = 52,5$ cm; Type 2: $L = 82,5$ cm; Type 3: $L = 22,5$ cm)

Source: Pasquantonio (2015)

supports was variable, as: type 1, with loads to 82,5 cm of the support; type 2, with loads 52.5 cm from the support; type 3, with loads 22.5 cm from the support), according to Figure [10]. The nomenclature for each beam was defined by following sequence of characters: V (indicates Beam, "Viga" in Portuguese), loading position (1, 2 or 3), approximate diameter of the stirrup (5 or 6 mm), beam specimen tested (two beams tested for each combination, first as A, the second as B). For example, beam V35B, indicated load type 3 (load 22.5 cm from bearing), stirrup 5.0 mm every 15 cm, and the second beam tested (B). Figure [12] shows a beam before the test.

Figure [13] shows the typical instrumentation of each test. In figure [14] the force vs central displacement curve of the beams is presented. It can be observed that the beams indicate a fragile behavior, like that shown in figure [3].

The load was applied with 5kN increments. For each increment, the displacements values at each transducer was recorded and the cracks in the beam were marked with hydrographic pen.



Figure 11

Beam ready to be tested

Source: Pasquantonio (2015)

The instrumentation was removed when a significant increase in the vertical joint's cracks was observed. After the instrumentation was removed, the test continued until the bursting load was reached. Among the ten beams, it was not possible to reach the failure load for the V35B beam, due to limitations in the equipment used in the tests. For this reason, the V35B beam will not be analyzed for its failure load and, consequently, the type of rupture found.

5.1 Beam cracking

It was possible to observe that all the beams followed the same cracking pattern and their behavior is consistent with the truss analogy. Figure [14] illustrates typical cracking. The first occurred

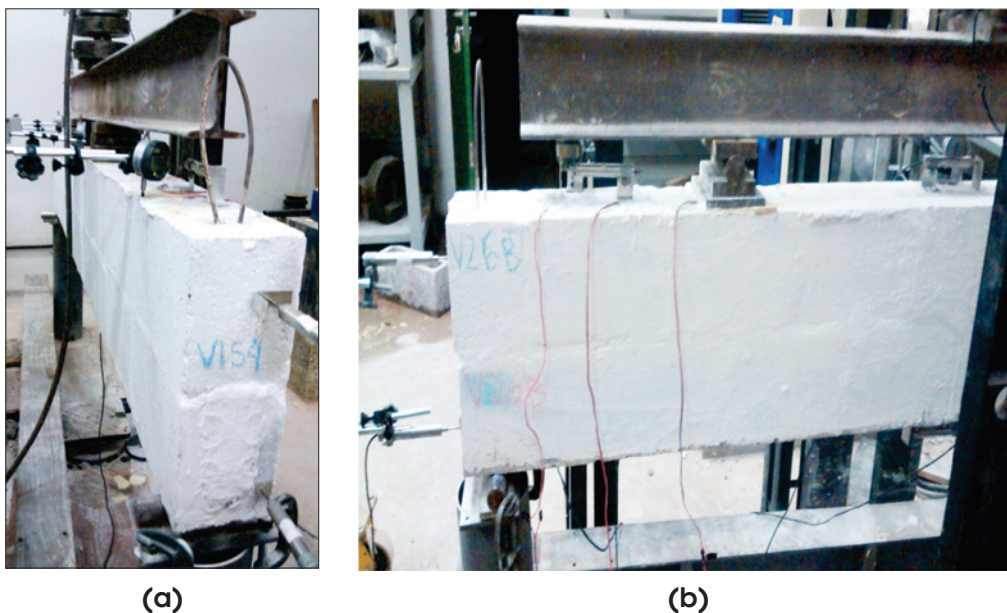


Figure 12

Testing typical instrumentation – LVDT and Displacement dial

Source: Pasquantonio (2015)

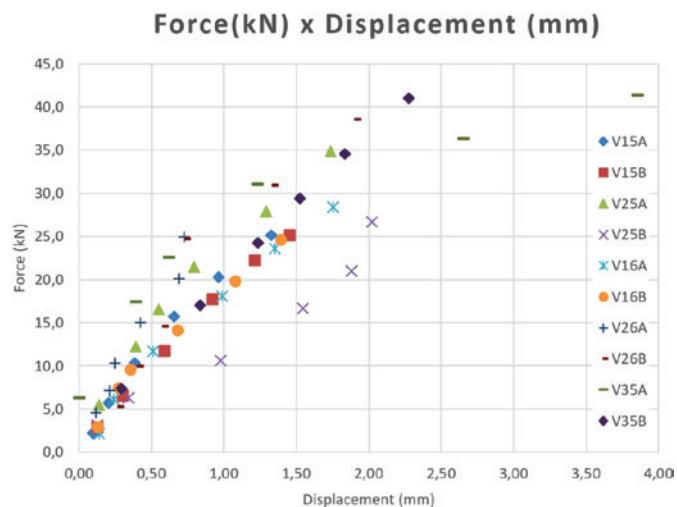


Figure 13
Results of the ten beams testing - Force (kN) x Displacement (mm)

Source: Pasquantonio (2015)

at the mortar joint, as observed by other authors, such as Landini (2001), according to (a) and (b). The reason for these cracks to start at the mortars joints is because these joints are the weak point in the flexural strength due to the low adhesion in the block-mortar-block system. In Figure [15] (c) and (d) it is possible to observe the growth of the existing cracks and the appearance of others. With the growth of the crack in the vertical joint this tends to walk through the horizontal joint towards the load point of application, as (e) and (f). After the development of the cracks in the horizontal direction, the rupture is imminent.

In reinforced concrete beam analyses Fusco (2008) indicates that in the region close to the supports the cracks are distributed in the form of a “fan-shape”, which also occurs at the points of application of concentrated load, as shown in Figure [16]. In the masonry beams it was possible to observe the appearance of this fan-shape-like range of cracks, according to Figure [14],

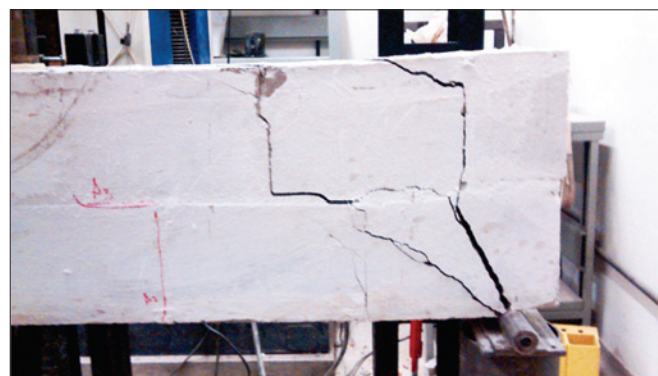


Figure 14
Beam after testing

Source: Pasquantonio (2015)

since the beginning of the cracks occurred below the point of application of the load starting from the lower edge of the beam toward the concentrated force.

5.2 Failure load and comparison with codes specifications

Table [3] indicates the results of the tests and the shear strength prediction according to each code specification indicated in part 4. In this calculation none material reduction factor or load factor no was considered, ie, these coefficients were taken equal to 1.0. The prism resistance was taken from the average value obtained in the tests, and this same value is considered as a substitute of the concrete strength in the case of NBR 6118. For the NBR 15961 and Eurocode standards, which allow an increase in the predicted rupture load as a function of $M/(V \cdot d)$, with no upper limit, loads were calculated considering or not this increase. The TMS 402 also allows an increase, but imposes an upper limit, then it was considered the value calculated by this standard without changes. In Table [4] the tests result and the standard predictions are compared. Highlighted in red are the values with a difference of more than 10% above the test result. In green, values ranging from 90%

Table 3

Result of maximum shear force of each test and prediction according to each standard (kN)

Beam	d (cm)	Exp.	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118	TMS 402	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700	CSA S304
V15A	28.9	48.0	61.6	32.2	37.0	54.7	69.3	39.9	41.8	47.0
V15B	29.3	46.9	62.3	32.5	37.6	55.8	70.1	40.3	42.3	47.7
V25A	29.3	44.4	56.4	32.5	37.6	48.3	64.3	40.3	42.3	47.7
V25B	29.3	46.7	56.5	32.5	37.6	48.4	64.3	40.4	42.3	47.7
V35B	29.3	52.3	50.6	32.5	37.5	48.3	58.4	40.3	42.3	47.6
V16A	24.7	58.5	59.7	33.6	40.5	43.1	70.2	44.1	46.8	44.2
V16B	27.7	46.6	65.3	36.8	45.5	51.6	77.1	48.6	51.6	49.6
V26A	27.3	51.5	58.4	36.3	44.7	45.0	70.0	47.9	50.8	48.8
V26B	28.3	46.6	60.3	37.3	46.4	46.6	72.3	49.3	52.3	50.5

Source: Pasquantonio (2015) – adapted

Table 4

Relation between shear force predicted according to each norm and maximum shear force of each test

Beam	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118/2014	TMS 402/2016	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700/2001	CSA S304/2014
V15A	128%	67%	77%	114%	144%	83%	87%	98%
V15B	133%	69%	80%	119%	149%	86%	90%	102%
V25A	127%	73%	85%	109%	145%	91%	95%	107%
V25B	121%	70%	81%	104%	138%	86%	91%	102%
V35B	97%	62%	72%	92%	112%	77%	81%	91%
V16A	102%	57%	69%	74%	120%	75%	80%	75%
V16B	140%	79%	98%	111%	165%	104%	111%	106%
V26A	113%	70%	87%	87%	136%	93%	99%	95%
V26B	129%	80%	99%	100%	155%	106%	112%	108%

Source: Pasquantonio et al (2016)

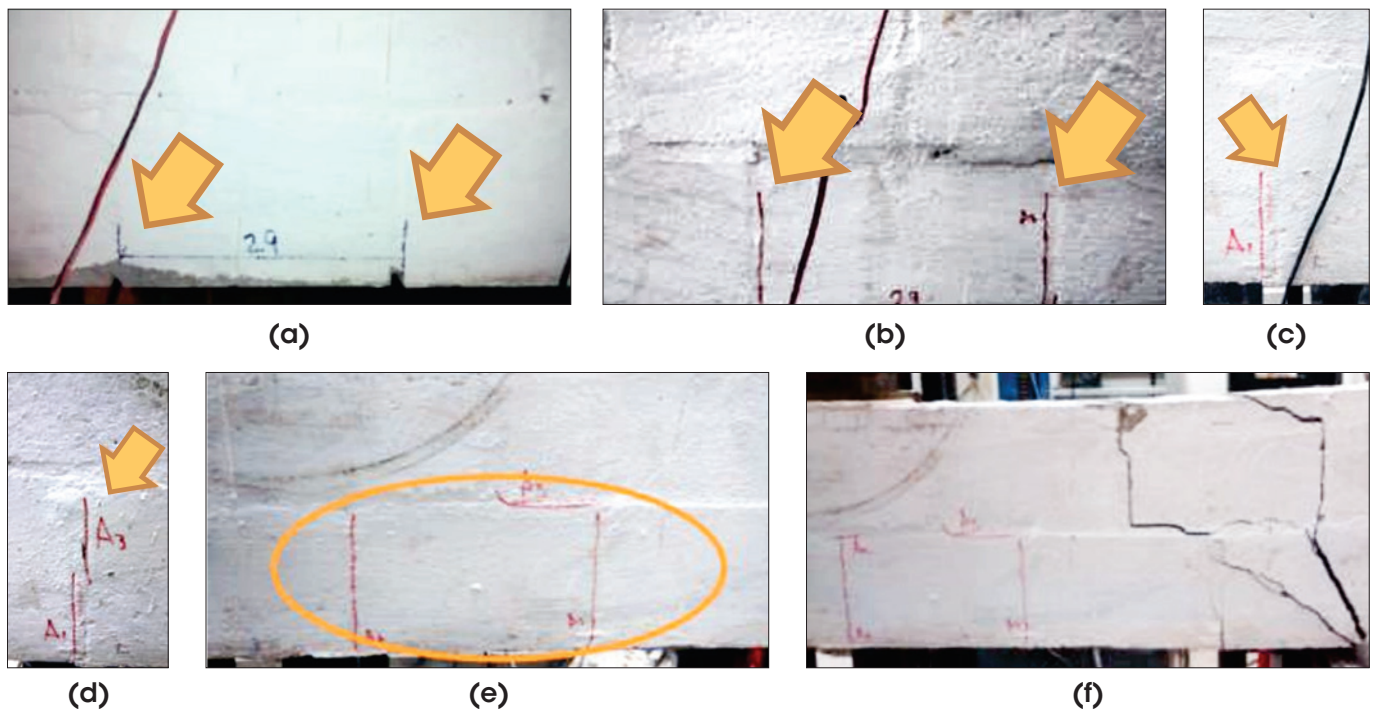
to 110% of the test result are considered. In yellow, values less than 90% of the test result are noted.

From the result is possible to point out that considering the ratio $M/(V \cdot d)$ to increase the shear strength leads to unconservative values, as possible to observe in the NBR and Eurocode results (almost all red values) and even in the TMS results (3 red values). Thus, to consider of the ratio $M/(V \cdot d)$ as a linear increase factor in the analyses is not recommended. On the other hand, when we disregarded $M/(V \cdot d)$, all values calculated by NBR 15961 resulted in conservatives (yellow), with half of the Eurocode values being conservative (yellow) and half accurate (green). It should be noted that the difference between those two codes specification is only the steel strength specification, being indicated $0,5 \cdot f_{yk}$ for NBR and

$0,9 \cdot f_{yk}$ for Eurocode. From the results, it is debatable and probably unnecessary to consider the tension in the steel reduced by 50%. These observations are also present in Pasquantonio et al. (2016) where results from more than a hundred tests are evaluated.

If the concrete standard NBR 6118 is applied directly, two cases are accurate and the other conservatives. It is worth noting that the resistance of the prism was considered instead of f_{ck} which is probably the explanation for the conservative values. It is worth mentioning that this substitution was performed because in the calculations of other structural elements such as walls, the compressive strength value of the prisms is used.

The application of the Canadian and Australian standard, CSA 304 and AS 3700, leads to almost all accurate results, with little

**Figure 15**

Typical cracking in beams

Source: Pasquantonio (2015)

conservative values, and no value above 10% of the test results. The difference between the Australian and Brazilian standard again is the steel strength considered in the calculation, and AS 3700 allows 100% of the steel strength, above the 50%-strength of the Brazilian standard and 90%-strength of the European standard. This consideration of the Australian standard led to a greater number of accurate results. In the case of the Canadian standard, the steel stress is also considered to be 100% of the steel strength, in addition to an increase in the value of the shear resisted by the reinforcement when considering the angle of the compressed strut equal to 42° . Also, in the case of the Canadian standard, the shear strength of the masonry is taken as a function of the square root of the resistance of the prism, while the Brazilian standard, as well as the Australian and European standards, simply admit a fixed strength value of 0.35 MPa.

All international standards impose an upper limit for shear strength due to the compressive strength of the masonry. This limitation is not present in NBR 15961 specifications.

6. Analysis and recommendation to the Brazilian code

Some factors are taken into account in the calculation of the maximum shear strength resisted by a reinforced masonry section: the shear strength, the longitudinal reinforcement (dowel action), the ratio $M/(V \cdot d)$ (concentration of the vertical force close to the support), the design strength considered for stirrups steel, the limit of resistance in relation to the compressive strength of the masonry. In this item we analyze each of these factors, recommending specification for Brazilian code. Also, the considerations on minimum reinforcement area are verified. In the end, the recommendation to the test results, including or not the resistance and stress enhancement coefficients, is compared, as a way of ascertaining these recommendations in a simplified way.

6.1 Masonry shear strength

Some standards consider shear strength as a function of the square

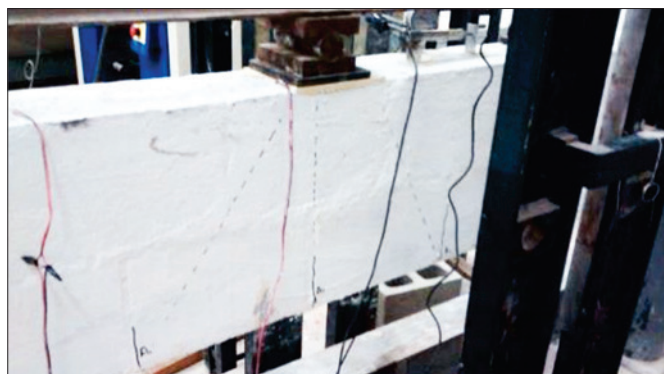


Figure 16
Fan-shape cracking distribution under concentrated load

Source: Pasquantonio (2015)

root of the compressive strength (TMS, CSA), while the Brazilian standard for concrete NBR 6118 consider it as a function of the cubic root of the compressive strength. Other (NBR 15961, Eurocode, AS) indicate an absolute value, equal to 0,35 MPa for this resistance. As indicated in Parsekian (2012), the value of 0.35 MPa is equivalent to considering the compressive strength approximately equal to 15 MPa as the specifications of NBR 6118, which is the minimum resistance of the grout. By CSA S304, this resistance is equal to 18% of the root of the prism strength. From the TMS code specifications, if we considered the value of $M/(V \cdot d)$ equal to 1.0 (minimum value), the specification is similar, equal to 18.7% of the root of the prism strength. To obtain the value of 0.35 MPa, a prism strength equal to 3.8 MPa is required. Considering that the section is fully grouted, this prism value is obtained even with low-strength 4.0- MPa blocks. Therefore, the resistance value considered as 0.35 MPa, is a lower limit, and it is recommended to keep this value in Brazilian normalization. This recommendation is simple, does not change the usual procedure, with only disadvantage of being conservative if higher-strength blocks and grouts are used.

6.2 Contribution of longitudinal reinforcement (dowel action)

This effect is considered in the NBR 15961-1/2011-1/2011, AS3700/2001 e Eurocode 6.1/2001. specification Nagato et al. (2003) confirms this effect in reinforced concrete beams but indicates that the reinforcement rate has no great influence. In all standards, the steel shear strength is 17.5 MPa. The Australian standard imposes an upper limit for the longitudinal reinforcement ratio in the consideration of the dowel action, equal to 2%, which in a way corroborates with the conclusions of Nagato et al. (2003) on the effect not to be directly proportional to the reinforcement rate, although it exists. The NBR 15961-1 / 2011-1 / 2011 indicates the maximum value of shear strength equal to 0.7 MPa, which corresponds to the reinforcement rate, equal to 2%, this already considering this same limit.

6.3 Relation $M/(V \cdot d)$ (concentration of vertical forces close to the support)

Several authors acknowledge that applying a vertical load close to the support will cause it to be transferred directly to the support by the compression stresses, at least partially. In reinforced masonry beams, Suter and Keller (1976) confirm this effect, however limiting this ratio to 2.0. In the comparison with the results of the tests, the results of NBR 15961-1/2011-1/2011 and Eurocode 6.1/2001, which do not indicate an upper limit for this effect, were non-conservative. Even by TMS 402/2016, which indicates an upper limit, some verifications were non-conservative.

The Brazilian standard for concrete, NBR 6118, as well as the Australian standard AS 3700, allow to consider the value of the shear force at a distance "d" from the support face, taking into account the arching of the internal forces near the support.

Considering the reduction of the shear force by considering its value at a distance "d" from the support is indicated, replacing the consideration of $M/(V \cdot d)$. As the shear diagram is constant close to the support, it was not possible to measure this effect in

the tests, but this prescription is present in the Australian standard and NBR 6118.

6.4 Strength considered for the stirrup steel

The current specification at the NBR 15961-1/2011, of limiting the steel strength to 50% of f_{yk} , is also in TMS 402/2016. Eurocode 6.1/2001 and NBR 6118/2014 indicate that $0,9 \cdot f_{yk}$ are considered for the stirrups, while AS3700/2001 and CSA S304/2014 indicate considering f_{yk} directly. The results of the failure load from the AS3700/2001 and CSA S304/2014 standards specifications were close to the tests results. Considering these evaluations, it is understood that considering the steel stress $0,9 \cdot f_{yk}$, is suitable for NBR 15961-1/2011.

6.5 Strength limit in relation to the compressive strength of masonry

NBR 15961 is the only standard that does not indicate a limit to the masonry compression strut strength. Therefore, it is understood to be important to include this limit. The AS3700/2001 recommendation is simple, basically indicating the maximum resistance equal to 1,4 MPa ($4 \cdot 0,35$ MPa). The prescription of CSA S304/2014 and TMS 402/2016 considers the prism strength, which is more suitable for this verification. Thus the recommendation is to limit the shear force to the limit indicated in the CSA S304/2014, equal

$$\text{to } V_{s,\text{sup}} = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \quad \text{or} \quad V_{s,\text{sup}} = 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} / \gamma_m,$$

substituting ϕ_m for $1 / \gamma_m$. It should be noted that the CSA S304/2014 resistance reduction coefficient is greater than $1 / \gamma_m$ indicated by NBR 15961, so the Brazilian specification will be more conservative.

6.6 Minimum reinforcement

According to TMS 402/2016 one must always consider a minimum

reinforcement for beams with more than one course. Considering the shear brittle failure, it is considered appropriate to follow this recommendation. For a one-course lintel, common in constructions, one can admit the non-use of stirrups, calculating the shear strength appropriately. The minimum reinforcement area is considered equal to 0,07%bs in several masonry standards. Comparing this value with that specified by NBR 6118/2014,

$$A_{sw} = 0,2 \cdot b \cdot s \cdot f_{ctm} / f_{yw}, \quad \text{for vertical stirrups, with } f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3},$$

we reach the minimum area of $0,0073 \cdot b \cdot s$ when considering f_{ck} equivalent to a minimum of resistance C15, therefore equivalent to that found in some masonry standards. It is therefore suggested to adopt this value as minimum armor equal to $0,0073 \cdot b \cdot s$.

6.7 Comparison with test results

Table [5] shows the comparison of the above proposal with the results of the tests. All results are lower than the test results, with four "green" cases considered to be accurate. Considering the coefficients of $\gamma_{dlv} = 2,00$, $\gamma_s = 1,15$ and $\gamma_f = 1,40$, the calculation values of maximum shear force are at least 1.9 times the results of the tests.

7. Conclusion

As for the experimental analysis it was possible to conclude based on the tests that:

- The rupture pattern is like that expected for reinforced concrete beams;
- The cracks were conditioned by the position of the loading application point and by the mortar joints;
- The increase in the transverse reinforcement ratio led to the increase of the shearing force of rupture.

Regarding the recommendations for Brazilian standard NBR15961-1 / 2011, it can be concluded that:

- With respect to the shear strength, it is suggested to maintain the value of 0,35MPa;

Table 5

Comparative of the maximum shear force of each test with specifications proposed to the Brazilian standard NBR 15961-1/2011-1

Beam	ρ (%) ¹	f_{vk} (MPa) ²	V_{ak} (kN) ³	V_{sk} (kN) ⁴	V_{Rk} (kN) ³⁻⁴	V_{max} (kN) ⁵	$\frac{V_{Rk}}{V_{exp}}$	$\frac{V_{R,d}}{V_{R,d}}$ $\gamma_{dlv} = 2.0$ $\gamma_s = 1.15$ $\gamma_f = 1.4$	$\frac{V_{exp}}{V_{R,d}}$
V15A	1.19	0.56	22.6	17.3	37.0	51.7	83%	18.8	2.6
V15B	1.17	0.55	22.8	17.6	37.4	52.4	86%	19.0	2.5
V25A	1.17	0.55	22.8	17.6	37.4	52.4	91%	19.0	2.3
V25B	1.17	0.55	22.8	17.6	37.4	52.7	86%	19.1	2.4
V35B	1.17	0.55	22.7	17.6	37.4	52.4	77%	19.0	2.7
V16A	1.39	0.59	20.5	23.7	40.2	44.2	75%	22.0	2.7
V16B	1.24	0.57	22.0	26.6	44.2	49.6	104%	24.4	1.9
V26A	1.26	0.57	21.8	26.1	43.5	48.8	93%	24.0	2.1
V26B	1.21	0.56	22.2	27.1	44.8	50.5	106%	24.8	1.9

¹ $\rho = A_s / b d \leq 2\%$; ² $f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho$ [MPa]; ³ $V_{ak} = f_{vk} b d$; ⁴ $V_{sk} = 0,75 A_{sw} f_{yk} d / s$; ⁵ $V_{max} = 0,36 b d \sqrt{f_p k}$

Source: Pasquantonio et al (2016)

- In relation to the contribution of longitudinal reinforcement, the recommendation of NBR15961, is consistent with the specifications of other international standards, including the reinforcement rate limit of 2%. The maximum value to the shear strength allowed by this code is equivalent to considering this reinforcement rate. Referring to the ration $M/(V \cdot d)$, it is recommended to withdraw the existing prescription in NBR15961 and to consider the value of the maximum shear force at a distance “d” from the support taking into account the arching of the internal forces near of the support, which is the same prescription as in NBR6118/2014;
- As for the steel transverse reinforcement strength, it is recommended to use the yield stress of the steel equal to 0.90 of the characteristic tension of the steel;
- As the current NBR15961 does not prescribe any calculation to verify the maximum compression strut strength near to the support, it is recommended to use the equation prescribed in CSA S304/2014;
- In relation to the minimum armature value, it is recommended to use the equation $A_{sw,min} = 0,0073 \cdot b \cdot s$.

Considering all the recommendations presented here, we estimate the maximum shear value between 73% and 106% of the results obtained in the tests. Considering the materials and load safety factors as in NBR15961, the results of maximum shear values were at least 1.9 times greater than the tests results.

8. References

- [1]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15961-1 Alvenaria Estrutural — Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto., Rio de Janeiro 2011.
- [2]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento., Rio de Janeiro 2007
- [3]. AUSTRALIAN STANDARDS (AS) - AS 3700: Masonry Structures, Sydney, 2001.
- [4]. Camacho, J. S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, Ilha Solteira, Nepae, 2006, 48p.
- [5]. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). S304-14: Design Masonry Structures, Ontario, 2014
- [6]. European Standard (EN), Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, Londres, 2001
- [7]. Fereig, S. M. Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement, In: Technical Paper, 8, 1994, Michigan, ACI Structural Journal, Michigan, 1994.
- [8]. Fusco, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 2008. 328p
- [9]. Fusco, P. B. Técnica de Armar Estruturas de Concreto, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 1995. 382p
- [10]. Guzman, M.J. e Lissel, S.L. The Source of Canadian Design Standard Requirements for Shear Design in Beams, In: THE TENTH CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 2c-3, 2005, Banff, Proceedings The Tenth Canadian Masonry Symposium, Banff: CMS, 2005
- [11]. Landini, F.S. Comportamento à Flexão e ao Esforço Cortante de Vigas em Alvenaria Estrutural. 2001. 135p. Dissertação (Mestrado). Faculdade Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) – SP, 2001.
- [12]. Mörsch, E. Teoría y Práctica del Hormigón Armado, volume 2. Trad Espanhola, Gustavo Gilli, Barcelona, 1948.
- [13]. Nagato, Y.; Melo, G.S.S.A.; Oliveira, A.A.S. Um Estudo sobre o Efeito de Pino da Armadura Longitudinal de Vigas de CA. Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, Universidade de São Paulo, 2003.
- [14]. Parsekian, G. A., Hamid, A. A. e Drysdale, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, São Carlos, EdUFSCar, 2012. 625p.
- [15]. Pasquantonio, R.D., Análise Teórica e Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural Sujeitas ao Cisalhamento. 2015. 176p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Gestão e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, SP, 2015.
- [16]. Pasquantonio, R. D.; Parsekian, G. A.; Soudais, P. R. N.; Camacho, J. S. Shear strength of concrete block beams: Assessment of international codes and influence of shear span and longitudinal reinforcement. In: 16th International Brick and Block Masonry Conference, 2016, Padova. 16th International Brick and Block Masonry Conference. Londres: CRC Press, 2016. v. 1. p. 1789-1797.
- [17]. Ring T.; Das S. e Stubbs D. Compressive Strength of Concrete Masonry Beams, In: TECHNICAL PAPER, 109-S31, 2012, Michigan. ACI Structural Journal, Michigan: ACI, 2012.
- [18]. Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Shear Design of Reinforced Masonry Beams. In: THE ELEVENTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 3.04-2, 2011, Minneapolis, Proceedings of The Eleventh North American Masonry Conference, Minneapolis: University de Minnesota, 2011.
- [19]. Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Effective Shear Design Reinforced Masonry Beams. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING, v-2, 2010, Ottawa, Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, Ottawa: University of Carleton, 2007.
- [20]. Suter, G.T e Keller, H. Shear Strength of Reinforced Masonry Beams and Canadian Code Implications, 1976, p149-160, National Research Council, 1976
- [21]. THE MASONRY SOCIETY (TMS) – TMS 402 Building Code Requirements for Masonry Structures. Longmont, Colorado, 2016.
- [22]. Zohrehheydariha, J.; Das, S.; Banting, B. Behaviour Of Stack Pattern Masonry Beams. Proceedings of The Thirteenth Canadian Masonry Symposium, Halifax, Dalhousie University, 2017.

Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards

Dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto ao esforço cortante: análise teórica e experimental e recomendações à normalização brasileira



R. D. PASQUANTONIO ^a
r.pasquantonio@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8289-4973>

G. A. PARSEKIAN ^a
parsekian.ufscar@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

J. S. CAMACHO ^b
jeffersonscamacho@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

Abstract

Beams are subject a flexure and shear, with the last as the theme of this research. The purpose of this paper is to analyze specifications for the shear design of concrete block structural masonry beams, based on an extensive literature review and experimental tests here reported. From this scope, specifications for revision of Brazilian standardization are suggested. In the theoretical part, literature review from both national and international researchers were considered and the specifications of Brazilian standards, in addition to North American, Australian, Canadian and European, ABNT NBR 15961-1/2011, ABNT NBR 6118/2014TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and EuroCode6.1/2001, respectively. To analyze and validate the specifications of the literature, an experimental program was carried out assessing ten concrete block masonry beams results tested mainly to shear loads. Two-course high beams with three vertical load positions (position a/d) and two transverse reinforcement rates were tested. The specifications from the Brazilian and European standards led to considerably higher results than the experimental results, while those presented in the standards TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and NBR6118/2014 lead to results close to those obtained experimentally. As a conclusion, it can be noted that the rupture pattern is similar to that expected for reinforced concrete beams, the cracks were conditioned by the position of the loading point and by the mortar joints positions, the increase in the transverse reinforcement ratio led to an increase in the shear force. Results indicate that the consideration of apparent increase in shear strength by the ratio $M/(V \cdot d)$ is not consistent. Eliminating this recommendation, considering the masonry shear strength equal to 0.35 MPa, limiting the stirrups tension to 0.90 of f_{yk} and considering the contribution of the longitudinal reinforcement, it was possible to estimate the shear value at the rupture of each beam between 73% to 106% of the values verified in the tests.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry, shear.

Resumo

Vigas são submetidas à flexão e cisalhamento, sendo esse último esforço o tema desta pesquisa. O objetivo deste trabalho é analisar especificações para dimensionamento ao esforço cortante de vigas de alvenaria estrutural em blocos de concreto, a partir de extensa avaliação da literatura e de ensaios experimentais aqui relatados. A partir desse escopo, são sugeridas especificações para revisão da normalização brasileira. Na parte teórica, foram considerados trabalhos anteriores tanto nacionais quanto internacionais e as prescrições das normas brasileiras NBR15961-1/2011 e NBR 6118/2014, além da norte-americana, australiana, canadense e europeia, TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e EuroCode 6.1/2001, respectivamente. Com intuito de analisar e validar as especificações da literatura foi realizado um programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidos principalmente ao esforço cortante. Foram consideradas vigas de duas fiadas, três posições da carga vertical, variando a/d, e duas taxas de armadura transversal. Na análise dos ensaios verificaram-se semelhanças no comportamento último das vigas de alvenaria armada com a teoria proveniente das vigas de concreto armado, com algumas particularidades de fissuração na região das juntas de argamassa. Além disso, as especificações estabelecidas pela norma brasileira e europeia levaram a resultados consideravelmente maiores do que os resultados experimentais, enquanto que os presentes nas normas TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e NBR6118/2014 levam a resultados próximos aos obtidos experimentalmente. Como conclusão pode-se destacar que o padrão de ruptura é semelhante ao esperado para vigas de concreto armado, as fissuras foram condicionadas pela posição do ponto de aplicação do carregamento e pelas juntas de argamassa, o aumento da taxa de armadura transversal levou ao aumento da força cortante de ruptura. Os resultados indicam não ser consistente a consideração de aumento aparente da resistência ao cisalhamento pela relação $M/(V \cdot d)$. Eliminando-se essa recomendação, considerando a resistência da alvenaria igual a 0,35 Mpa, limitando a tensão nos estribos a 0,90 de f_{yk} e considerando a contribuição da armadura longitudinal, foi possível estimar o valor de cortante na ruptura de cada viga entre 73% a 106% dos valores verificados nos ensaios.

Palavras-chave: viga, alvenaria, alvenaria armada, cisalhamento.

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista, Campus Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil.

1. Introdução

Com o avanço do uso do sistema construtivo Alvenaria Estrutural em concepções que levam a esforços além da compressão simples, como é o caso de vigas, submetidas à flexão simples e cisalhamento, nota-se a importância de um aprimoramento nos critérios de dimensionamento. Com base em estudos de vários autores, é possível inferir a existência de lacunas no conhecimento do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada. Sarhat e Sherwood (2011) indica que as vigas de alvenaria são elementos estruturais que são utilizados para vencer vãos sobre aberturas em paredes como, por exemplo, portas e janelas. Em contrapartida, torna-se frequente o uso no Brasil de vigas para suporte de lajes e outros elementos, em vãos consideravelmente maiores que os usuais de portas e janelas. Essas vigas podem ser construídas com os mesmos blocos que são utilizados na construção de paredes e em outras situações pode se utilizar blocos canaletas em formato de seção transversal U. Segundo Ring et al (2012), a utilização de blocos canaleta na primeira fiada tem o objetivo de criar um “vazio” contínuo onde é possível posicionar a armadura longitudinal.

A ABNT NBR 15961-1/2011-1/2011, no item 3.14, define viga como sendo elemento linear que resiste predominantemente à flexão e cujo vão seja maior ou igual a três vezes a altura da seção transversal. Em relação ao cisalhamento, é possível conceber elementos viga sem armadura transversal, apesar de Parsekian et al (2012) indicar uso de vigas sem estribos somente quando essa é composta de apenas uma fiada de canaletas. Fereig (1994) destaca que a existência de força cortante elevada causa uma ruptura antecipada e frágil e aconselha uso de armadura mínima. Landini (2001) informa que o comportamento ao esforço cortante de uma viga de alvenaria armada se assemelha ao de uma viga de concreto armado, fato corroborado por Fereig (1994).

Este trabalho relata estudo de vigas de alvenaria estrutural com blocos de concreto. Na parte teórica, foram considerados trabalhos anteriores tanto nacionais quanto internacionais e as prescrições das normas brasileiras NBR15691-1/2011 e NBR 6118/2014, além da norte-americana, australiana, canadense e europeia, TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e EuroCode 6.1/2001, respectiva-

mente. Com intuito de analisar e validar as especificações da literatura foi realizado um programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidos principalmente ao esforço cortante. Os ensaios contemplam vigas de duas fiadas, posicionamento variado da posição das cargas e também variação na taxa de armadura transversal. A partir desses ensaios e da revisão da literatura são concluídos importantes aspectos sobre o comportamento de vigas de alvenaria armada sob esforços de cisalhamento.

1.1 Justificativa

No Brasil houve um grande crescimento quanto à utilização de alvenaria estrutural nos últimos anos, já que este método construtivo apresenta uma série de vantagens. Segundo Camacho (2006) alguns dos benefícios são, *menor diversidade de materiais empregados* uma vez que a redução se deve ao menor número de subempreiteiras na obra, outra vantagem é a *redução da diversidade de mão de obra especializada e maior rapidez de execução*, já que apenas a mão-de-obra que irá executar a alvenaria deve receber treinamento e por último a *robustez estrutural*; pois a estrutura tende a obter uma maior resistência à danos patológicos e uma maior reserva de segurança frente a ruínas parciais.

Em várias construções é frequente o uso de vigas em alvenaria armada. A constatação de lacunas no conhecimento do comportamento e mesmo dúvidas quanto a coerência de algumas especificações indicadas na norma brasileira ABNT NBR 15961-1/2011-1/2011, justificam este trabalho.

2. Comportamento de vigas ao cisalhamento

A fim de viabilizar o dimensionamento e detalhamento de uma estrutura, em muitos dos casos é feita uma simplificação do modelo real e quando se trata do dimensionamento de vigas isso não é diferente. Segundo Fusco (1995), em casos de peças que são submetidas a momentos de torção e forças cortantes é admitido um modelo de treliça plana, modelo esse que foi idealizado por Ritter e Mörsch em 1948.

Pela Figura [1] observa-se que o banzo superior é representado pelo concreto enquanto que o banzo inferior é representado

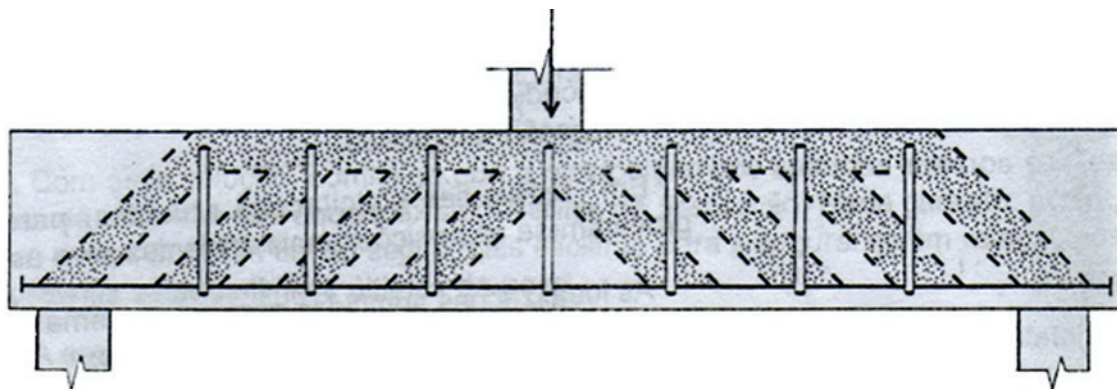


Figura 1
Treliça idealizada por Mörsch

Fonte: Fusco (2008)

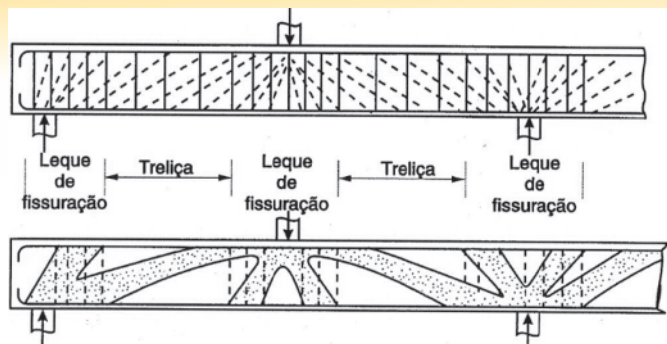


Figura 2
Mecanismo resistente global de vigas de concreto armado

Fonte: Fusco (2008)

pela armadura longitudinal. É necessário garantir o equilíbrio desse modelo e isso é feito, em muitas situações, pela presença da armadura transversal. Mörsch (1948) observou que esse modelo somente é aplicado no instante que a viga apresenta fissuras, ou seja, quando a viga se encontra no estágio II.

Quanto à distribuição dos esforços cortante até os apoios, foi verificado por Fusco (2008) que a trajetória dos esforços na região próxima aos apoios não obedece à inclinação proposta pelo método idealizado de treliças, ocorrendo de maneiras distintas, como é possível observar na Figura [2].

Segundo Fereig (1994) a forma de ruptura que ocorre devido ao esforço cortante é do tipo frágil. Os autores Neis e Loeffler (1983) apresentam a mesma conclusão, ou seja, uma ruptura frágil que como ser observado na Figura [3].

No caso de vigas sem armadura transversal, o dimensionamento ao esforço de cisalhamento é ainda mais importante, pois essa forma de ruptura muito provavelmente determinará o carregamento limite sobre a viga, conforme indica Sarhat e Sherwood (2011), de forma muito frágil.

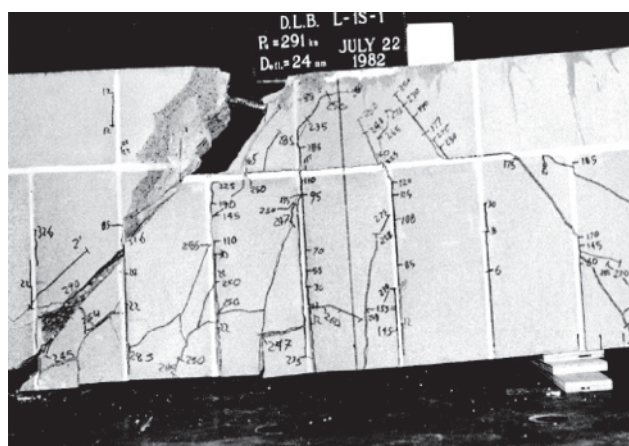
A presença ou não de armaduras transversais influencia o padrão de fissuração. Em casos da ausência da armadura transversal, ou

mesmo em casos em que seu espaçamento seja elevado, Fusco (2008) indica que a resistência ao cisalhamento é determinada pela resistência à tração do material. Devido a esse aspecto, a ruptura por cisalhamento é também chamada de ruptura por tração diagonal. Em casos onde a armadura transversal foi posicionada de maneira correta, pode, ainda assim, ocorrer a ruptura. Em tais situações, é possível que tal ruptura aconteça de quatro maneiras distintas que são explicadas, de acordo com Fusco (2008), da seguinte forma:

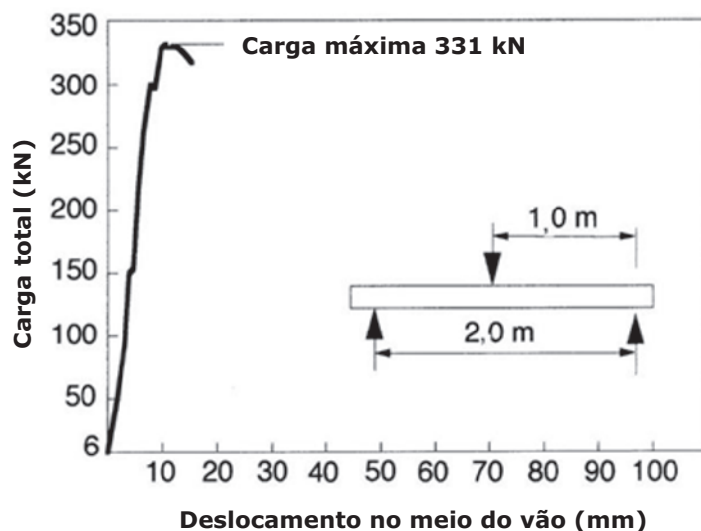
- I. Ruptura por Força Cortante-Compressão (RFCC): ocorre em situações onde há ruptura das bielas diagonais de concreto. Essa ruptura é evitada limitando o valor da tensão tangencial solicitante.
- II. Ruptura por Força Cortante-Tração (RFCT): ocorre quando a resistência da armadura transversal é superada pela força cortante de cálculo, desta maneira ocorre a ruptura por tração. Essa ruptura é evitada com detalhamento de área de armadura transversal corretamente dimensionada.
- III. Ruptura por Força Cortante-Flexão (RFCF): ocorre por conta da interação entre força cortante e momento fletor nas proximidades de cargas concentradas. O aumento das tensões locais de compressão acarreta em ruptura por cisalhamento local no banzo comprimido. Essa ruptura é evitada limitando o valor de carga concentrada.
- IV. Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal (RFAL): ocorre quando as bielas diagonais de concreto que estão apoiadas na armadura longitudinal positiva do banzo tracionado, ocasionando altas tensões nessas armaduras. Essa ruptura é evitada com detalhamento de área de armadura longitudinal corretamente dimensionada.

2.1 Mecanismo resistente ao cisalhamento

Os mecanismos resistentes ao cisalhamento são maneiras de assegurar que as peças de concreto não romperão no ELU (Estado Limite Último) devido a forças cortantes. A maneira como se propaga a fissuração nas vigas de alvenaria armada é muito semelhante a de vigas de concreto armado, uma vez que as fissuras de flexão são perpendiculares ao eixo da peça e o início da propagação é a partir do banzo tracionado.



(a)



(b)

Figura 3
Ruptura frágil de uma viga – (a) Ensaio – (b) Gráfico Força x Deslocamento

Fonte: Neis e Loeffler (1983)

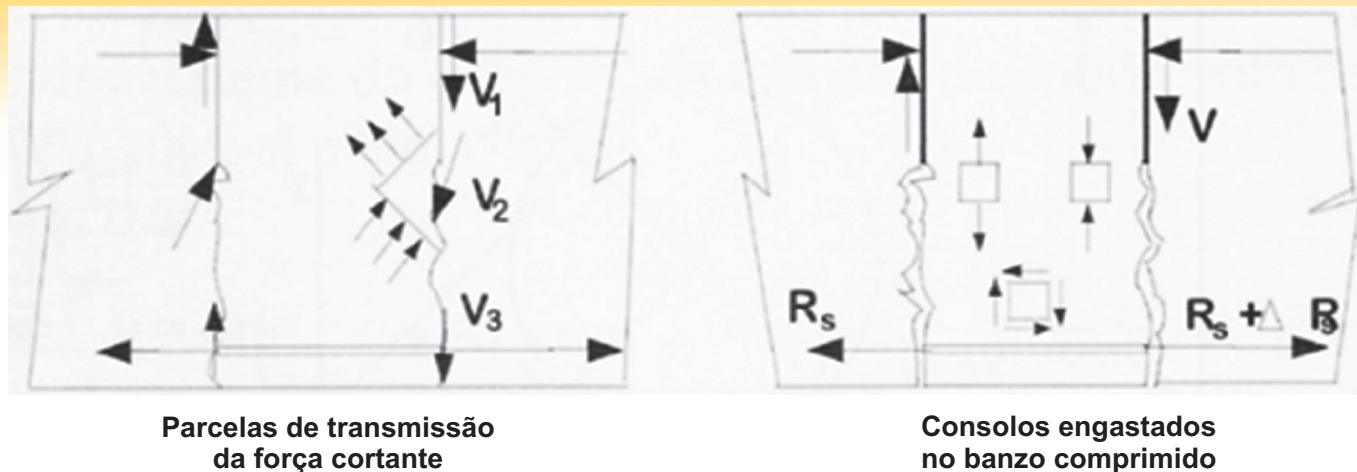


Figura 4
Mecanismo resistente entre duas fissuras adjacentes

Fonte: Fusco (2008)

A resistência ao cisalhamento de peças fissuradas por flexão simples pode ser realizado de duas maneiras distintas que são denominadas cooperação máxima e mínima do concreto entre fissuras. O modelo de cooperação máxima do concreto entre fissuras se define como o mecanismo onde os esforços são absorvidos pelo material por três mecanismos diferentes que são:

1. V_1 – parcela transmitida pelo banzo comprimido da peça;
2. V_2 – parcela transmitida através da fissura de flexão;
3. V_3 – parcela transmitida através da fissura de flexão por meio da armadura longitudinal (efeito pino).

o concreto entre fissuras, de acordo com Fusco (2008), foi admitido desde os primórdios do concreto armado. Consiste na transmissão completa da força cortante através do banzo comprimido. Além disso, há a consideração de que duas fissuras adjacentes formam um consolo engastado no banzo comprimido. Por meio desse engastamento se permite que ocorra a variação da força de tração na armadura longitudinal ao longo de sua extensão.

A Figura [4] apresenta como ocorre a contribuição de cada mecanismo anteriormente explicado.

Nagato et al. (2003) relata um estudo experimental sobre o efeito de pino na resistência ao esforço cortante em seis vigas de concreto armado. Os autores concluem que o efeito de pino da armadura longitudinal contribui para resistência ao esforço cortante, porém a taxa de armadura longitudinal não tem grande influência nesse efeito.

3. Estudo anterior sobre cisalhamento em vigas de alvenaria

Suter e Keller (1976) desenvolveram um estudo do esforço de cisalhamento em vigas de alvenaria estrutural e as implicações da norma canadense nesses estudos. O trabalho indica objetivo de avaliar três parâmetros que podem influenciar a resistência ao cisalhamento que são relação da vão de cisalhamento e altura útil (a/d) em que (a) é distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga e (d) representa a altura útil da viga, taxa de armadura longitudinal (ρ); e resistência à compressão da alvenaria (f'_m). Com base na análise desses parâmetros propõem alguns critérios de dimensionamento para norma canadense.

Quanto às considerações dos critérios de dimensionamento de esforço de cortante no ELU, a partir da análise dos resultados de ensaios relatada, os autores propõem uma curva de valores mínimos. Conforme mostrado na Figura [5], para valores de

$a/d > 2$ é considerada uma resistência constante igual a 50 psi (0,345 MPa). Para valores de $a/d < 2$, os autores propõem a equação:

$$V_m = 0,345 \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right) (MPa) \quad (3.1)$$

Landini (2001) relata ensaios de quatro vigas com o intuito de estudar esforço cortante e flexão. O comprimento do vão e a largura da viga foram mantidos constantes e a única variação que houve foi com relação à altura das vigas onde duas eram com duas fiadas e as outras duas, com três fiadas. As conclusões relatadas são:

- a) O dimensionamento ao esforço cortante (modelo treliça) prescrito pelas normas estudadas para alguns casos pode não ser o mais indicado;
- b) Vigas baixas não apresentam a transmissão de esforços por efeito arco, sendo assim as normas ACI 530/1995 e BS 5628/2005 são contra a segurança;
- c) A presença de juntas de assentamento e de superfícies de interface entre graute e paredes dos blocos, inerentes à alvenaria, criam pontos frágeis entre os componentes do elemento viga, que podem contribuir para o comportamento não solidário dos distintos materiais.

Guzman e Lissel (2005) relatam uma comparação entre as publicações das normas canadenses CSA 304.1 dos anos de 1994 e

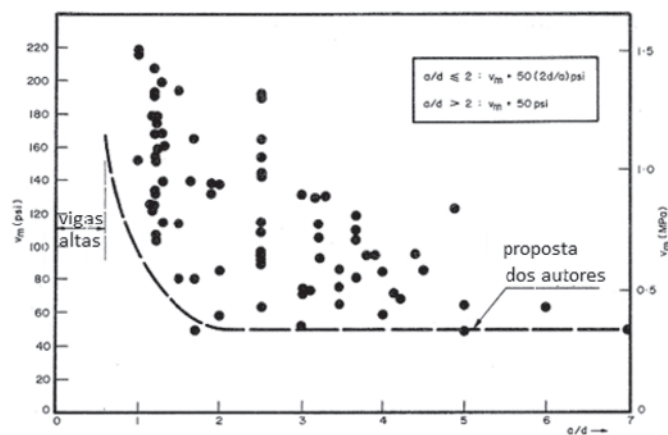


Figura 5
 $V_m \times a/d$

Fonte: Suter e Keller (1976)

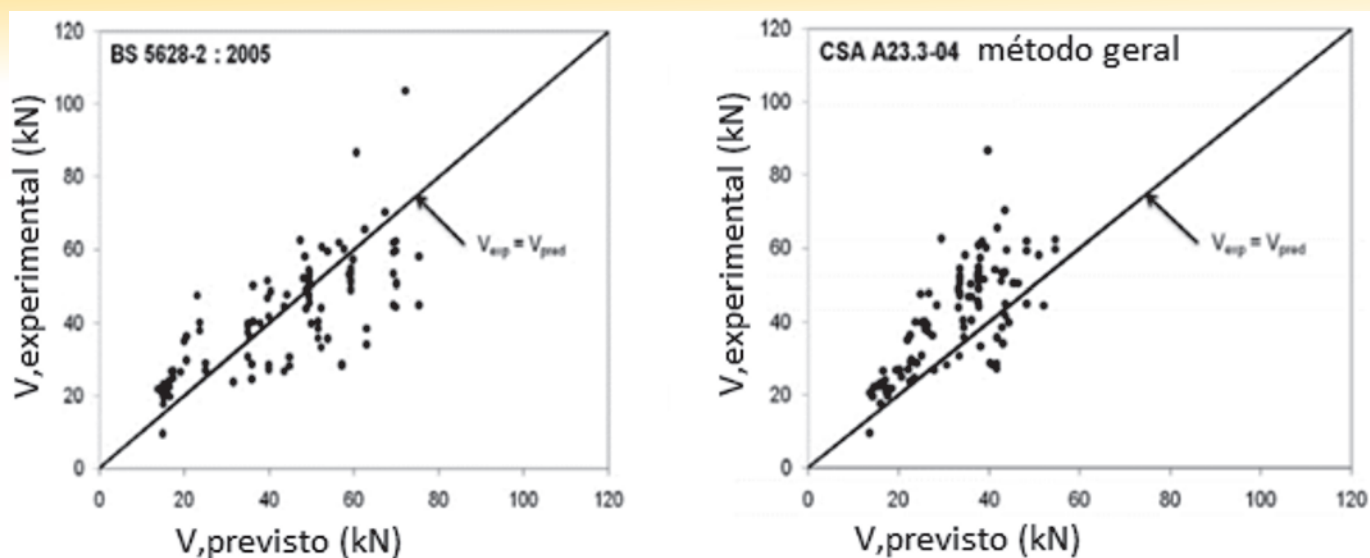


Figura 6

Comparativo entre os valores de força cortante experimental e teórico

Fonte: Sarhat e Sherwood (2007)

2004. O artigo consiste na comparação das prescrições de dimensionamento ao cisalhamento e o objetivo do trabalho era verificar as alterações e evidenciar os estudos e pesquisas em um período de dez anos. Nessa pesquisa foram estudados três tipos de vigas. No primeiro caso, uma viga com vão de 8 metros e altura útil de 850 mm. No segundo, repetiu-se o vão da viga e altura útil, porém os blocos foram totalmente grauteados. No terceiro caso analisou-se uma viga de 4 metros e altura útil de 450 mm.

A conclusão que os autores chegaram com esses estudos é de que:

- A norma canadense em sua versão de 2004 possibilita uma maior resistência da seção de alvenaria do que a norma de 1994;
- Em vigas de vãos curtos a armadura de cisalhamento é determinada pela especificação do espaçamento máximo igual

a $d/2$, o que leva a uma menor redução de armadura de cisalhamento do que de flexão quando comparadas vigas de altura pequena e vãos pequenos, em relação a vigas da maiores alturas e vãos;

- Tanto em vigas longas como curtas o dimensionamento da força cortante pode ser considerando o valor máximo verificado a distância $d/2$ do apoio.

Sarhat e Sherwood (2007) apresenta o resultado da análise de 112 testes desenvolvidos por diversos autores da literatura, a respeito de vigas de alvenaria armada, e compararam os resultados com prescrições da norma britânica BS 5628/2005 e canadense CSA A23.3-04. A Figura [6] mostram graficamente os resultados dessas comparações.

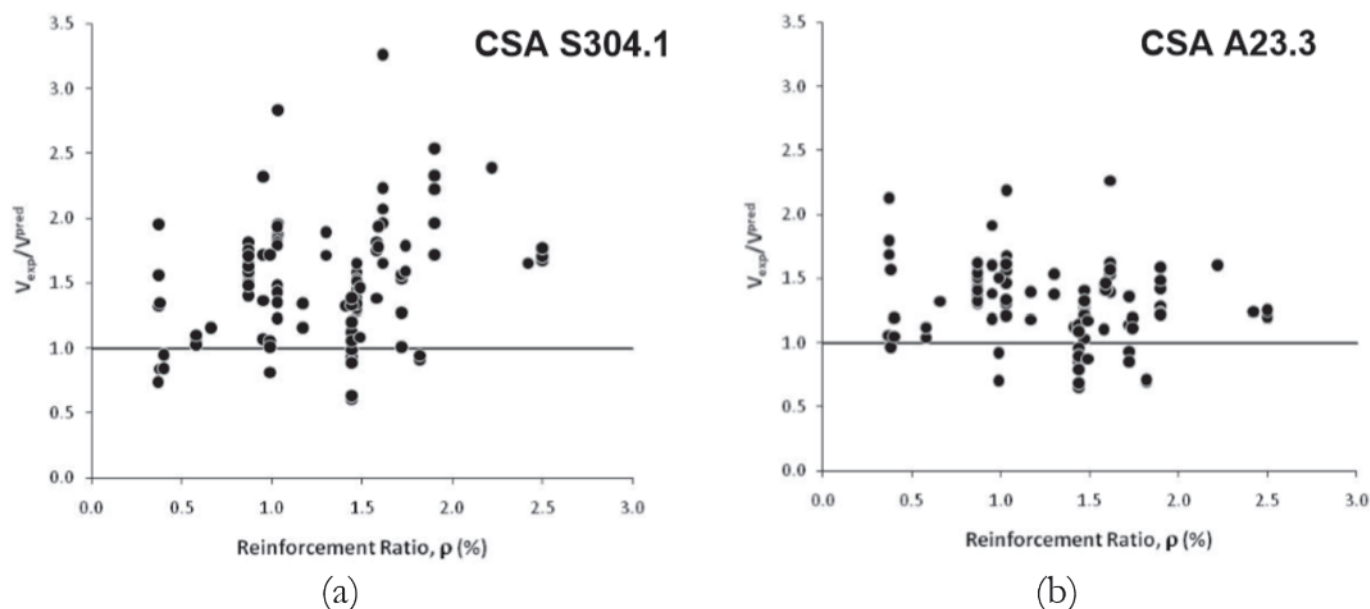


Figura 7

Comparativo entre o valor de Relação Força Cortante Experimental e Teórica (Eixo y) e Taxa de Armadura Longitudinal (Eixo X) de acordo com Norma Canadense de Alvenaria (a) e para Norma Canadense de Concreto (b)

Fonte: Sarhat e Sherwood (2007)

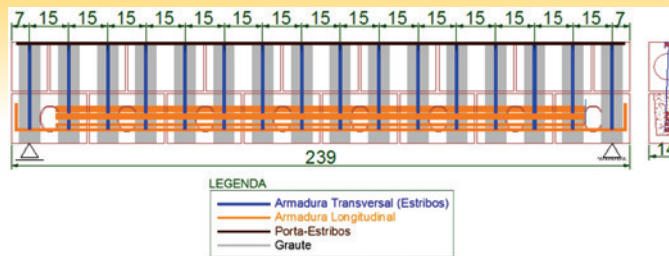


Figura 8
Elevação

Fonte: Pasquantonio (2015)

Os autores afirmam que as considerações impostas pelo cálculo para determinar a força cortante de vigas de alvenaria sem armadura devem ser a favor da segurança, uma vez que a ruptura é frágil.

A conclusão dos autores é que as vigas de alvenaria têm o comportamento semelhante ao das vigas de concreto armado. Foi verificado que o dimensionamento de vigas de alvenaria armada, usando a norma canadense de concreto armado, apresentou um resultado satisfatório, preciso e seguro, conforme Figura [7]. Os autores propuseram um método de dimensionamento para alvenaria semelhante às especificações para concreto armado.

Zohrehheydariha, Das e Banting (2017) relata estudo experimental em vigas de blocos de concreto com o intuito de comparar a eficiência em construir as fiadas com juntas a prumo. Essa forma de construção permite que os vazados dos blocos fiquem alinhados, facilitando ao posicionamento dos estribos. As vigas foram construídas com blocos canaletas na fiada inferior, onde a armadura longitudinal é posicionada, e blocos vazados nas fiadas superiores, sendo relatados ensaios de vigas com duas e três fiadas, vão de 4,8 m, com e sem estribos, com blocos assentados contrafiados ou a prumo, totalmente grauteados. Os autores concluem que: a forma de assentamento não foi significativa para capacidade de carga final das vigas;

a presença de estribos aumentou consideravelmente a capacidade de carga das vigas e reduziu muito a fissuração dessas.

Tabela 1

Equações para verificação de cisalhamento em vigas de alvenaria armada

Normas regulamentadoras	Força cortante devido a alvenaria (V_m)	Força cortante devido a armadura (V_{sw})	Força cortante resistente máxima (V_n)
NBR15691-1/2011 e EuroCode 6.1/2001	$V_m = \left[2,5 - 0,25 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot f_{vk} \cdot \frac{b_w \cdot d}{\gamma_m}$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,5 \cdot f_{yd} \cdot d$	Não se aplica
TMS402/2016	$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m} \right\}$	$V_{sw} = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n \leq \begin{cases} 0,498 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \leq 0,25 \\ \text{interpolares limites se } 0,25 < \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} < 1,00 \\ 0,332 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \geq 1,00 \end{cases}$
CSA S304/2014	$V_m = \phi_m \cdot K_b \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \cdot \beta$	$V_{sw} = \phi_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d}{s} \cdot \cot(\theta_1)$	$V_n = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}$
AS3700-2001	$V_m = \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n = 4 \cdot \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$
NBR 6118/2014	$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = 0,9 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

Especificações de normas

Todas as normas apresentadas neste trabalho dividem o dimensionamento em duas parcelas de forças, em que uma parcela é devida a alvenaria e a outra parcela proveniente da armadura transversal. A tabela [1] apresenta o resumo das especificações de cada norma avaliada.

Notação utilizada na tabela:

- A_{nv} – área da seção de alvenaria [mm²];
- A_{sl} – área de armadura longitudinal, ou $0,02 \cdot b_w \cdot d$, é possível se utilizar o menor valor [mm²];
- A_{sw} – área de aço da armadura transversal [mm²];
- K_b – constante de acordo com o grauteamento – $K_b = 1,00$;
- M_{max} – momento máximo sobre a viga [Nmm];
- V_c – parcela de força cortante por mecanismos complementares ao modelo em treliça [N];
- V_m – força cortante absorvida pela seção [N];
- V_{max} – força cortante máxima sobre a viga [N];
- V_n – força cortante nominal [N];
- V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo [mm];
- V_{sw} – força cortante absorvida pela armadura transversal [N];
- b_w – largura da seção da viga [mm];
- d – altura útil da viga [mm];
- f'_m – resistência de prisma [MPa];
- f'_{vm} – resistência ao cisalhamento da alvenaria ($f'_{vm} = 0,35$ MPa);
- f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto a tração;
- $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (f_{ck} em MPa);
- f_{sy} – tensão de escoamento do aço da armadura transversal [MPa];
- f_y – tensão de escoamento do aço [MPa];
- f_{yd} – resistência de cálculo do escoamento da armadura [MPa];
- f_{ywd} – é a tensão da armadura transversal, limitada a f_{yd} para casos de estribos [MPa];
- f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento = $0,35 + 17,5 \cdot [A_s / (b \cdot d)]$ [MPa], limitado a 0,7 MPa;
- f_{vs} – tensão de cisalhamento de cálculo da armadura de flexão ($f_{vs} = 17,5$ MPa);
- s – espaçamento da armadura transversal [mm];
- β – constante igual a 0,18 em situações que a armadura de transversal é maior que 0,07% bs;



Figura 9
Primeira fiada com estribos (esq.) e grauteamento (dir.)

Fonte: Pasquantonio (2015)

λ – fator de acordo com a densidade do concreto ($\lambda = 1,00$);
 $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/(250))$, onde f_{ck} em MPa;
 γ_m – coeficiente de segurança para alvenaria ($\gamma_m = 2,0$);
 ϕ_m – fator de resistência para alvenaria – $\phi_m = 0,55$;
 ϕ_s – fator de resistência para armadura – $\phi_m = 0,85$;
 θ_1 – ângulo de inclinação da biela pelo método simplificado tem que: $\theta_1 = 42^\circ$;
 \varnothing – fator de segurança – 0,75;

5. Programa experimental

Foi ensaiado um total de dez vigas de alvenaria estrutural, com as características abaixo:

- Comprimento de 2,39m, com vão entre apoios de 2,25m, conforme Figura [10];
- Blocos de concreto tipo canaleta (14x19x29cm) na primeira fiada e bloco comum (14x19x29cm) na segunda fiada, totalmente grauteados, conforme Figura [9];
- Quantidade de armaduras de cisalhamento (2 casos): 1Ø5,0c/15 ou 1Ø6,3c/15 (estribos de 1 ramo), conforme Figura [8];
- Quantidade de armadura de tracionada na borda inferior da viga (1 caso): 2Ø 10,0 mm + 2Ø 16,0 mm, conforme Figura [8];
- Porta estribo de 1Ø5,0 alojado na face superior, conforme Figura [8];

Resistências dos materiais conforme Tabela [2].

A armadura longitudinal utilizada, de aproximadamente 4,8cm², foi determinada para induzir o rompimento da viga por força cortante, ou seja, com essa quantidade a viga tem resistência à flexão superior à de cisalhamento. O carregamento foi planejado em pares de cargas equidistantes sendo variável a posição dessas cargas em relação aos apoios, sendo definidos 3 tipos: tipo 1, com cargas a 82,5 cm do apoio; tipo 2, com cargas a 52,5 cm do apoio; tipo 3, com cargas a 22,5 cm do apoio, conforme Figura [10]. A nomenclatura de cada viga foi definida pela sequência de caracteres: V (indica Viga), posição do carregamento (1, 2 ou 3), diâmetro aproximado do estribo (5 ou 6), viga ensaiada (duas vigas ensaiadas para cada combinação, a primeira indicada como A, a segunda como B). Por exemplo, a viga V35B, indicada carregamento tipo 3 (carga a 22,5

cm do apoio), estribo de 5,0 mm c/15, e foi a segunda viga ensaiada (B). A Figura [12] mostra uma viga antes do ensaio.

A figura [13] mostra a instrumentação típica de cada ensaio e enquanto que na figura [14] é apresentado o gráfico de força x deslocamento central das vigas. É possível observar que as vigas indicam um comportamento frágil, semelhantemente ao apresentado na figura [3].

O ensaio foi realizado com incrementos de carga de 5 kN, aproximadamente igual a 10% da força de ruptura prevista média. Para cada incremento era registrado o valor dos deslocamentos nos relógios comparadores e marcadas as fissuras que surgiam na viga com caneta hidrográfica. A instrumentação era retirada a partir do instante que se observava um aumento significativo das fissuras nas juntas verticais. Após a retirada da instrumentação o ensaio prosseguia até se atingir a carga de ruptura. Dentre as dez vigas ensaiadas, não foi possível alcançar a carga de ruptura experimental para a viga V35A, e não será analisada quanto a sua carga de ruptura e, por consequência, o tipo de ruptura encontrada.

5.1 Fissuração das vigas

Foi possível notar que todas as vigas seguiam o mesmo padrão de fissuração com aspecto condizente com analogia de treliça. A Figura [14] mostra ruptura da viga com carga mais próxima ao apoio, que ocorreu com ruptura por biela comprimida. A Figura [15] ilustra a fissuração típica. A primeira fissura ocorreu na junta de argamassa, como observado por outros autores, como por exemplo, Landini (2001), conforme (a) e (b). A razão dessas fissuras

Tabela 2
Resultados da caracterização dos materiais

	Resistência média a compressão (MPa)	
f_b	10,69	Bloco
f_a	8,11	Argamassa
f_p	12,58	Prisma
f_g	25,14	Graute

Fonte: Pasquantonio (2015)

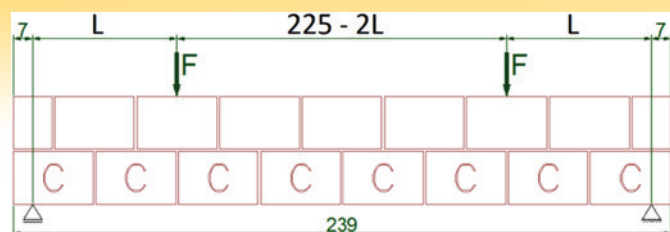


Figura 10

Carregamentos (Tipo 1: $L = 52,5$ cm; Tipo 2: $L = 82,5$ cm; Tipo 3: $L = 22,5$ cm)

Fonte: Pasquantonio (2015)

se iniciarem entre as argamassas é devido a essas juntas serem o ponto fraco na resistência a flexão pela baixa aderência no sistema bloco-argamassa-bloco. Na Figura [15] (c) e (d) é possível observar o crescimento das fissuras existentes e o surgimento de outras. Com o crescimento da fissura na junta vertical essa tende a caminhar pela junta horizontal em direção ao ponto de aplicação da carga, de acordo com (e) e (f). Após o desenvolvimento das fissuras na direção horizontal, a ruptura é iminente.

O leque de fissuração, conforme definido por Fusco (2008), é a maneira como as fissuras se distribuem próximas aos apoios e dos pontos de aplicação de carga concentrada sobre a viga, como é ilustrado na Figura [2]. Nas vigas de alvenaria foi possível observar o aparecimento desse leque de fissuração, conforme Figura [16], pois o início das fissuras ocorreu abaixo do ponto de aplicação da carga se iniciando pelo bordo inferior da viga em direção a força concentrada.

5.2 Cargas de ruptura e comparativo com cada norma

A Tabela [3] indica o resultado dos ensaios e a força cortante máxima teórica de acordo com cada prescrição das normas indicadas no item 4. Para o cálculo não foram considerados nenhum fator de minoração da resistência ou de majoração de ação, ou seja, esses coeficientes foram tomados iguais a 1,0. A resistência de prisma foi tomada pelo valor médio obtido nos ensaios. Essa estratégia foi



Figura 11

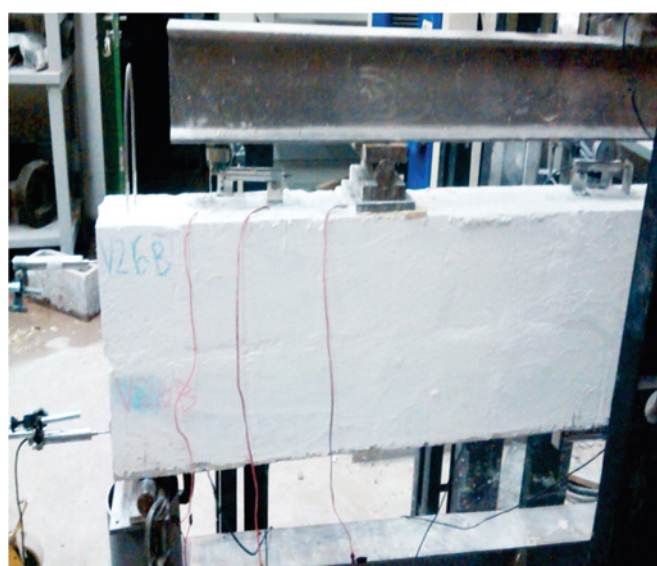
Viga concluída para o início do ensaio (instrumentada e devidamente posicionada)

Fonte: Pasquantonio (2015)

adotada por entender que para análise dos poucos ensaios realizados, o valor médio pode melhor representar o comportamento na análise de cada exemplar. Para as normas NBR 15961-1/2011-1/2011 e Eurocode 6.1/2001, que permitem aumento na previsão da carga de ruptura em função de relação $M/(V \cdot d)$, sem limite superior, foram calculadas cargas considerando ou não esse aumento. O TMS 402/2016 também admite um aumento, porém impõe um limite superior, desta forma foi considerado o valor calculado por essa norma sem alterações. Quando utilizadas as especificações da NBR 6118/2014 considerou-se o valor da resistência a compressão do concreto como o valor da resistência de prisma da alvenaria. Na Tabela [4] são comparados os resultados das forças experimentais com as forças teóricas de acordo com cada norma. São destacados em vermelho valores calculados com mais de 10% de diferença acima do resultado de ensaio. Em verde destaca-se valores entre 90% e 110% do resultado do ensaio. Em amarelo destaca-se valores menores que 90% do resultado dos ensaios. Conforme se pôde observar, considerar aumento pela relação $M/(V \cdot d)$ simplesmente leva a resultados não conservadores,



(a)



(b)

Figura 12

Instrumentação típica dos ensaios – LVDT e relógio comparador

Fonte: Pasquantonio (2015)

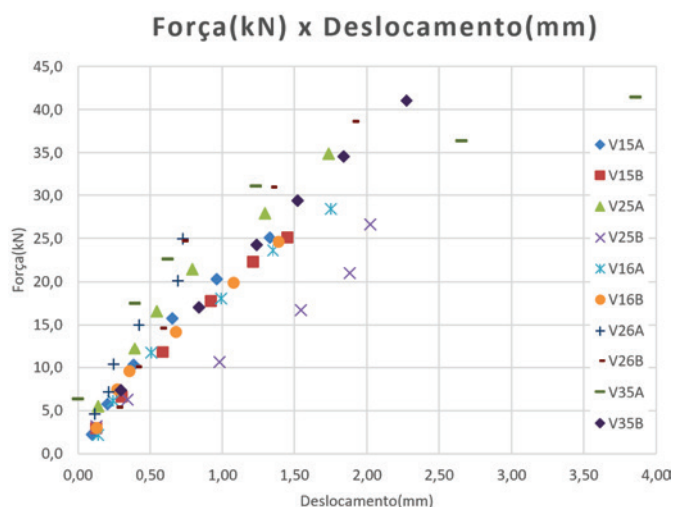


Figura 13
Ensaio das dez vigas –
Força (kN) x Deslocamento (mm)

Fonte: Pasquantonio (2015)

conforme foi possível perceber nos resultados da NBR15961-1/2011 e Eurocode 6.1/2001 (quase todos valores vermelhos) e mesmo TMS 402/2016 (3 valores vermelhos). Desta forma, a consideração do aumento como função linear de $M/(V \cdot d)$ não é recomendável. Em contrapartida, ao se desconsiderar $M/(V \cdot d)$, todos os valores calculados pela NBR 15961-1/2011-1/2011 resultaram menores que os obtidos nos ensaios (amarelos). No caso dos cálculos pelo Eurocode 6.1/2001 metade dos valores são menores que os obtidos nos ensaios (amarelos) e metade são próximos (verdes). Destaca-se que a diferença entre essas normas consiste apenas na consideração da tensão no aço, sendo indicado $0,5 \cdot f_{yk}$ para NBR 6118/2014 e $0,9 \cdot f_{yk}$ para Eurocode 6.1/2001. Pelos resultados, percebe-se ser discutível e provavelmente desnecessário considerar a tensão no aço reduzida em 50%. Essas observações também estão presentes de Pasquantonio et al. (2016) onde resultados de mais de uma centena de ensaios são avaliados. Se for aplicada a norma de concreto armado NBR 6118/2014 diretamente, dois casos resultam precisos e os demais conservadores.

Tabela 3

Resultado da máxima força cortante de cada ensaio e previsão de acordo com cada norma (kN)

Viga	d (cm)	Exp.	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118	TMS 402	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700	CSA S304
V15A	28,9	48,0	61,6	32,2	37,0	54,7	69,3	39,9	41,8	47,0
V15B	29,3	46,9	62,3	32,5	37,6	55,8	70,1	40,3	42,3	47,7
V25A	29,3	44,4	56,4	32,5	37,6	48,3	64,3	40,3	42,3	47,7
V25B	29,3	46,7	56,5	32,5	37,6	48,4	64,3	40,4	42,3	47,7
V35B	29,3	52,3	50,6	32,5	37,5	48,3	58,4	40,3	42,3	47,6
V16A	24,7	58,5	59,7	33,6	40,5	43,1	70,2	44,1	46,8	44,2
V16B	27,7	46,6	65,3	36,8	45,5	51,6	77,1	48,6	51,6	49,6
V26A	27,3	51,5	58,4	36,3	44,7	45,0	70,0	47,9	50,8	48,8
V26B	28,3	46,6	60,3	37,3	46,4	46,6	72,3	49,3	52,3	50,5

Fonte: Pasquantonio (2015) – adaptado

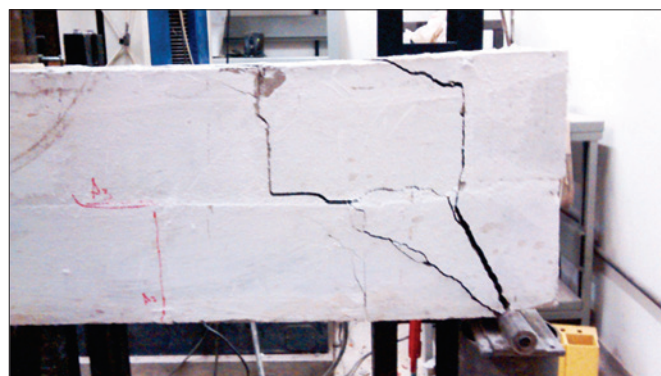


Figura 14
Viga após o ensaio

Fonte: Pasquantonio (2015)

Destaca-se que foi considerada a resistência do prisma médio em substituição ao f_{ck} o que provavelmente é a explicação para os valores conservadores. Vale destacar que essa substituição foi realizada pois nos cálculos de outros elementos estruturais como, por exemplo, paredes é utilizado o valor de resistência a compressão dos prismas. A aplicação da norma canadense e australiana, CSA S304/2014 e AS 3700/2001, leva a quase todos resultados precisos, com pouco valores conservadores, e nenhum valor acima de 10% do resultado dos ensaios. Destaca-se que existe diferença entre a norma australiana e brasileira na tensão do aço considerada no cálculo, sendo que a AS 3700/2001 permite 100% da tensão no aço, acima que os 50% da norma brasileira e os 90% da norma europeia. A norma australiana utiliza teoria distinta ao modelo das demais normas e traz especificações distintas. No caso da norma canadense, a tensão no aço também é considerada a totalidade dessa resistência, além de haver um aumento no valor da cortante resistida pela armadura quando considerado o ângulo da biela comprimida igual a 42° . Ainda no caso da norma canadense, a resistência ao cisalhamento da alvenaria é tomada em função da raiz quadrada da resistência do prisma, enquanto a norma brasileira, assim como a australiana e europeia, admitem a resistência de 0,35 MPa, o que pode ser considerado um limite inferior.

Tabela 4

Relação entre força cortante prevista de acordo com cada norma e máxima força cortante de cada ensaio

Viga	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118/2014	TMS 402/2016	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700/2001	CSA S304/2014
V15A	128%	67%	77%	114%	144%	83%	87%	98%
V15B	133%	69%	80%	119%	149%	86%	90%	102%
V25A	127%	73%	85%	109%	145%	91%	95%	107%
V25B	121%	70%	81%	104%	138%	86%	91%	102%
V35B	97%	62%	72%	92%	112%	77%	81%	91%
V16A	102%	57%	69%	74%	120%	75%	80%	75%
V16B	140%	79%	98%	111%	165%	104%	111%	106%
V26A	113%	70%	87%	87%	136%	93%	99%	95%
V26B	129%	80%	99%	100%	155%	106%	112%	108%

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

Todas as normas internacionais, impõem um limite superior para resistência a força cortante em função da resistência a compressão da alvenaria. Essa limitação não está presente na NBR 15961-1/2011-1/2011.

6. Análise e recomendação para norma brasileira

Alguns fatores são levados em conta no cálculo da máxima força cortante resistida pela seção de alvenaria armada: a resistência da alvenaria ao cisalhamento, a contribuição da armadura longitudinal (efeito de pino), a relação $M/(V \cdot d)$ (concentração de força vertical próxima ao apoio), a tensão considerada para o aço dos estribos, o limite de resistência em relação à resistência a compressão da

alvenaria. Neste item analisa-se cada um desses fatores, recomendando especificação para a normalização brasileira. Também se verifica as considerações sobre armadura mínima. Ao final, compara-se a recomendação aos resultados de ensaios, incluindo ou não os coeficientes minoradores de resistência e de majoração de esforço, como forma de aferir, simplificada, essas recomendações.

6.1 Resistência da alvenaria ao cisalhamento

Algumas normas consideram a resistência ao cisalhamento em função da raiz quadrada da resistência à compressão da alvenaria (TMS 402/2016, CSA S304/2014), enquanto que a norma brasileira para concreto, NBR 6118/2014, considera função da raiz cúbica. Outras

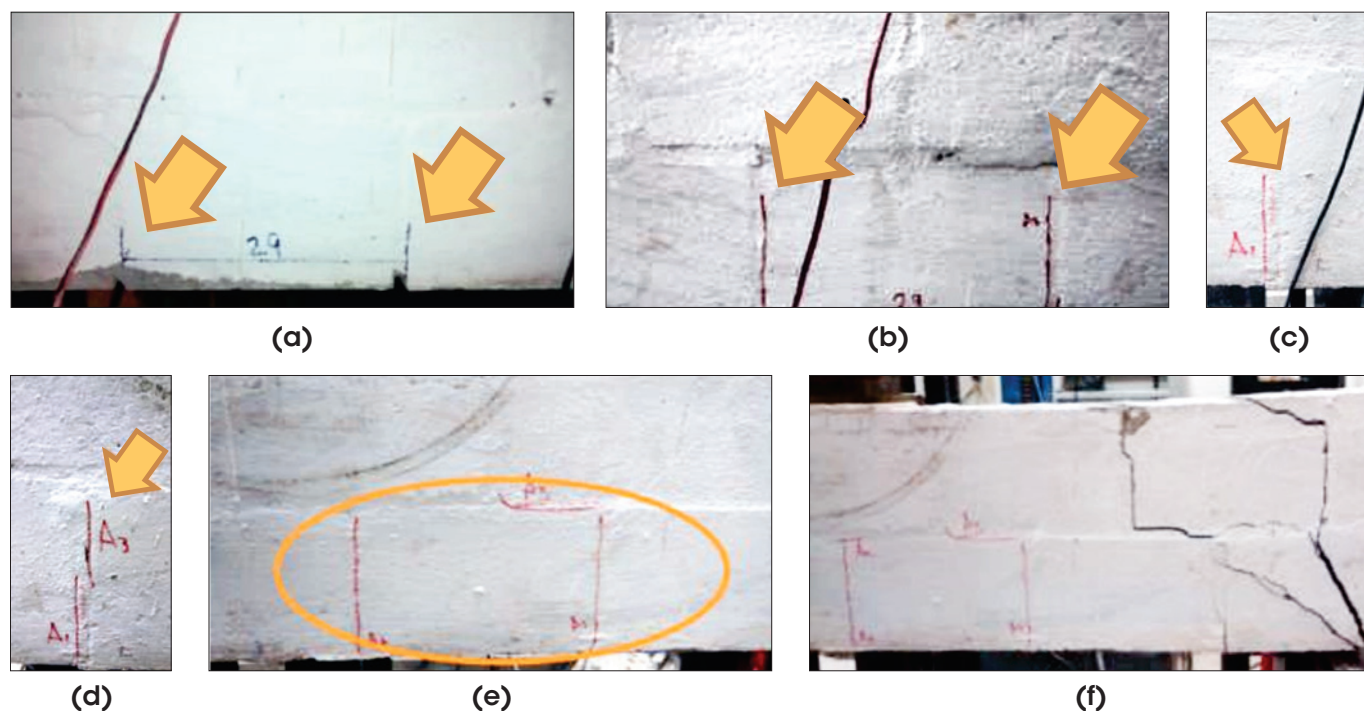


Figura 15

Fissuração típica das vigas

Fonte: Pasquantonio (2015)

(NBR 15961-1/2011-12011, Eurocode 6.1/2001, AS3700/2001) indicam um valor absoluto, igual a 0,35 MPa. Conforme indicado em Parsekian (2012), se for considerado o valor de resistência a compressão do concreto igual a 15 MPa, valor mínimo para especificação de grautes para alvenaria, e utilizadas as especificações da NBR 6118, chega-se ao mesmo valor de resistência ao cisalhamento igual a 0,35 MPa. Pela CSA S304/2014, essa resistência é igual a 18% da raiz da resistência de prisma. Pela TMS, se for considerada o valor de $M/(V \cdot d)$ igual a 1,0 (mínimo valor), a especificação é semelhante, igual a 18,7% da raiz da resistência de prisma. Para se obter o valor de 0,35 MPa, é necessária uma resistência de prisma igual a 3,8 MPa. Considerando que a seção é toda grauteada, esse valor de prisma é obtido mesmo com blocos de menor resistência de 4,0 MPa. Portanto o valor de resistência considerado 0,35 MPa, é um limite inferior, sendo recomendando manter esse valor na normalização brasileira. Essa recomendação é simples, não altera o procedimento usual, com única desvantagem de poder ser conservadora, caso blocos e grautes muito resistentes sejam utilizados.

6.2 Contribuição da armadura longitudinal (efeito de pino)

Esse efeito é considerado na NBR 15961-1/2011-1/2011, AS3700/2001 e Eurocode 6.1/2001. Nagato et al. (2003) confirma esse efeito em vigas de concreto armado, porém indica que a taxa de armadura não tem grande influência. Em todas as normas, o valor da resistência ao cisalhamento do aço da armadura longitudinal que é considerado no dimensionamento da força cortante considerado é de 17,5 MPa. A norma australiana impõe um limite superior para a taxa de armadura longitudinal na consideração desse efeito, igual a 2%, o que de certa forma corrobora com as conclusões de Nagato et al. (2003) sobre o efeito não ser diretamente proporcional à taxa de armadura, apesar de existir. A NBR 15961-1/2011-1/2011 indica o valor máximo de resistência ao cisalhamento igual a 0,7 MPa, o que corresponde a taxa de armadura, igual a 2%, portanto considera esse mesmo limite.

6.3 Relação $M/(V \cdot d)$ (concentração de força vertical próxima ao apoio)

Vários autores reconhecem que carga vertical aplicada próxima ao apoio irá ser encaminhada a esse pelo campo de compressão, ao menos parcialmente. Em vigas de alvenaria armada, Suter e Keller (1976) confirmam esse efeito, porém limitando essa relação a 2.0. Na comparação feita com os resultados dos ensaios, os resultados da NBR 15961-1/2011-1/2011 e Eurocode 6.1/2001, que não indicam limite superior para esse efeito, foram não conservadores. Mesmo pela TMS 402/2016, que indica limite superior, algumas verificações resultaram não conservadores.

A norma brasileira para concreto, NBR 6118/2014, assim como a norma australiana, AS 3700, permitem considerar o valor da força cortante da ação solicitante a uma distância “d” do apoio, levando em conta o arqueamento dos esforços internos perto do apoio.

A consideração da redução da cortante, tomando o valor da solicitação a uma distância “d” do apoio é indicada, em substituição a consideração de $M/(V \cdot d)$. Conforme comentando no item 5, a consideração desse fator levou a grande diferenças entre os valores dos

resultados dos ensaios aqui descritos e especificações de norma. Apesar da recomendação de tomar o valor da cortante à distância “d” do apoio não ter sido um ponto considerado na programa experimental, essa é uma alternativa para que o projetista possa considerar alguma redução da força cortante em vigas curtas. Essa prescrição está presente na norma australiana AS 3700/2001 e NBR 6118/2014.

6.4 Tensão considerada para o aço dos estribos

A atual prescrição da NBR 15961-1/2011, de limitar a tensão a 50% de f_{yd} , é encontrada apenas na TMS 402/2016. O Eurocode 6.1/2001 e a NBR 6118/2014 indicam considerar $0,9 \cdot f_{yd}$ para os estribos, enquanto a AS3700/2001 e CSA S304/2014 indicam considerar f_{yk} diretamente. Os resultados das previsões com as normas CSA S304/2014 e AS foram próximas aos resultados dos ensaios. Considerando essas avaliações, entende-se que considerar a resistência do aço igual a $0,9 \cdot f_{yd}$, é adequado para a NBR 15961-1/2011, sendo esse o menor valor considerado quando verifica-se o conjunto de normas aqui avaliado.

6.5 Limite de resistência em relação à resistência a compressão da alvenaria

A NBR 15961-1/2011 é a única norma que não indica limitação para a resistência da alvenaria na biela do modelo de treliça idealizado para verificação do cisalhamento em vigas. Desta forma entende-se ser importante incluir esse limite, uma vez que essa limitação tem como objetivo garantir uma resistência das bielas idealizadas. A recomendação da AS3700/2001 é simples, basicamente indica considerar a resistência máxima igual a 1,4 MPa(4·0,35MPa). A prescrição da CSA S304/2014 e TMS 402/2016 leva em conta a resistência do prisma, o que se entende ser mais adequado para essa verificação. Desta forma a recomendação é limitar a força cortante ao limite indicado na CSA S304/2014, igual

$$a \quad V_{s,sup} = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \quad \text{ou} \quad V_{s,sup} = 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} / \gamma_m,$$

substituindo ϕ_m por $1/\gamma_m$. Deve-se destacar que o coeficiente de minoração da resistência da CSA S304/2014 é maior que $1/\gamma_m$

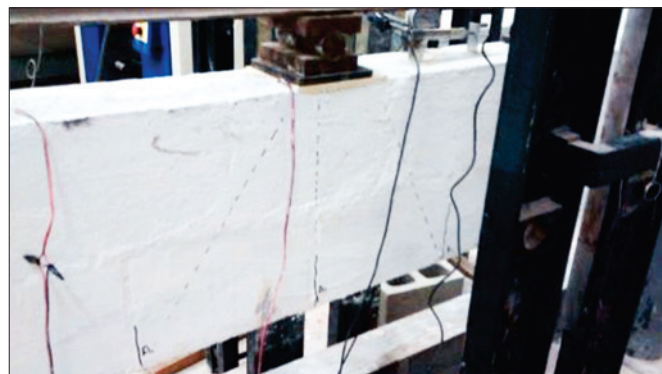


Figura 16
Leque de fissuração sob a carga concentrada

Fonte: Pasquantonio (2015)

indicado pela NBR 15961-1/2011-1/2011, portanto a especificação brasileira será mais conservadora.

6.6 Considerações sobre armadura mínima

Segundo TMS 402/2016 deve-se sempre considerar uma armadura mínima para vigas com mais de uma fiada. Considerando a ruptura frágil inerente ao cisalhamento, entende-se ser adequado seguir essa recomendação. Para vergas de uma fiada apenas, comuns nas construções, pode-se admitir o não uso de estribos, calculando a resistência ao cisalhamento apropriadamente. A área de armadura mínima é adotada igual a 0,07%bs em várias das normas de alvenaria. Comparando esse valor com o especificado pela

NBR 6118/2014, $A_{sw} = 0,2 \cdot b \cdot s \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$, para estribos verticais,

com $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, chega-se a área mínima de $0,0073 \cdot b \cdot s$ ao considerar f_{ck} equivalente a um graute mínimo de resistência C15, portanto equivalente ao encontrado em algumas normas de alvenaria. Sugere-se, portanto adotar esse valor como armadura mínima igual $0,0073 \cdot b \cdot s$.

6.7 Comparação com resultados de ensaios

A Tabela [5] mostra o comparativo da proposta acima com o resultado dos ensaios. Todos os resultados são inferiores aos resultados dos ensaios, com quatro casos “verdes” considerados próximos. Considerando os coeficientes de $\gamma_{alv} = 2,00$, $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_f = 1,40$, chega-se a valores de cálculo de máxima força cortante pelo menos 1,9 vezes os resultados dos ensaios.

7. Conclusão

Quanto a análise experimental foi possível concluir com base nos ensaios que:

- O padrão de ruptura é semelhante ao esperado para vigas de concreto armado;

Tabela 5

Comparativo da máxima força cortante de cada ensaio com especificações proposta para norma brasileira NBR 15961-1/2011-1

Viga	ρ (%) ¹	f_{vk} (MPa) ²	V_{ak} (kN) ³	V_{sk} (kN) ⁴	V_{Rk} (kN) ³⁻⁴	V_{max} (kN) ⁵	$\frac{V_{Rk}}{V_{exp}}$	$\frac{V_{R,d}}{V_{R,d}}$ $\gamma_{alv} = 2,0$ $\gamma_s = 1,15$ $\gamma_f = 1,4$	$\frac{V_{exp}}{V_{R,d}}$
V15A	1,19	0,56	22,6	17,3	37,0	51,7	83%	18,8	2,6
V15B	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,4	86%	19,0	2,5
V25A	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,4	91%	19,0	2,3
V25B	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,7	86%	19,1	2,4
V35B	1,17	0,55	22,7	17,6	37,4	52,4	77%	19,0	2,7
V16A	1,39	0,59	20,5	23,7	40,2	44,2	75%	22,0	2,7
V16B	1,24	0,57	22,0	26,6	44,2	49,6	104%	24,4	1,9
V26A	1,26	0,57	21,8	26,1	43,5	48,8	93%	24,0	2,1
V26B	1,21	0,56	22,2	27,1	44,8	50,5	106%	24,8	1,9

¹ $\rho = A_s/bd \leq 2\%$; ² $f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho$ [MPa]; ³ $V_{ak} = f_{vk}bd$; ⁴ $V_{sk} = 0,75A_{sw}f_{yk}d/s$; ⁵ $V_{max} = 0,36bd\sqrt{f_{pk}}$

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

- As fissuras foram condicionadas pela posição do ponto de aplicação do carregamento e pelas juntas de argamassa;
- O aumento da taxa de armadura transversal levou ao aumento da força cortante de ruptura.

Quanto às recomendações para norma brasileira NBR15961-1/2011 pode-se concluir que:

- Quanto a resistência da alvenaria ao cisalhamento, sugere-se manter o valor de 0,35 MPa;
- Em relação à contribuição de armadura longitudinal, a recomendação da NBR15961, está coerente com as especificações de outras normas internacionais, incluído limite de taxa de armadura igual a 2%. O valor máximo à resistência ao cisalhamento permitido por essa norma equivale a considerar essa taxa de armadura;
- Referente a relação $M/(V \cdot d)$, recomenda-se retirar a prescrição existente na NBR15961 e considerar o valor da força cortante da ação solicitante a uma distância “d” do apoio que leva em conta o arqueamento dos esforços internos perto do apoio que é a mesma prescrição na NBR6118/2014;
- Quanto à tensão do aço para armadura transversal, recomenda-se utilizar a tensão de escoamento do aço igual 0,90 da tensão característica do aço;
- Como a NBR15961-1/2011 atual não prescreve nenhum cálculo para verificação de biela comprimida, recomenda-se utilizar a equação prescrita na CSA S304/2014;
- Em relação ao valor de armadura mínima, recomenda-se a utilização da equação $A_{sw,min} = 0,0073 \cdot b \cdot s$.

Considerando todas as recomendações aqui apresentadas chega-se a estimativa do valor máximo de cortante entre 73% a 106% dos resultados obtidos nos ensaios. Considerando coeficientes de ponderação dos materiais e ações prescritos na NBR15961, os resultados de valores de cortante máxima foram de pelo menos 1,9 vezes maior que os resultados dos ensaios.

8. Referências bibliográficas

- [1]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

- (ABNT). NBR 15961-1 Alvenaria Estrutural — Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto., Rio de Janeiro 2011.
- [2]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento., Rio de Janeiro 2007
- [3]. AUSTRALIAN STANDARDS (AS) - AS 3700: Masonry Structures, Sydney, 2001.
- [4]. Camacho, J. S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, Ilha Solteira, Nepae, 2006, 48p.
- [5]. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). S304-14: Design Masonry Structures, Ontario, 2014
- [6]. European Standard (EN), Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, Londres, 2001
- [7]. Fereig, S. M. Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement, In: Technical Paper, 8, 1994, Michigan, ACI Structural Journal, Michigan, 1994.
- [8]. Fusco, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 2008. 328p
- [9]. Fusco, P. B. Técnica de Armar Estruturas de Concreto, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 1995. 382p
- [10]. Guzman, M.J. e Lissel, S.L. The Source of Canadian Design Standard Requirements for Shear Design in Beams, In: THE TENTH CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 2c-3, 2005, Banff, Proceedings The Tenth Canadian Masonry Symposium, Banff: CMS, 2005
- [11]. Landini, F.S. Comportamento à Flexão e ao Esforço Cortante de Vigas em Alvenaria Estrutural. 2001. 135p. Dissertação (Mestrado). Faculdade Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) – SP, 2001.
- [12]. Mörsch, E. Teoría y Práctica del Hormigón Armado, volume 2. Trad Espanhola, Gustavo Gilli, Barcelona, 1948.
- [13]. Nagato, Y.; Melo, G.S.S.A.; Oliveira, A.A.S. Um Estudo sobre o Efeito de Pino da Armadura Longitudinal de Vigas de CA. Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, Universidade de São Paulo, 2003.
- [14]. Parsekian, G. A., Hamid, A. A. e Drysdale, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, São Carlos, EdUFSCar, 2012. 625p.
- [15]. Pasquantonio, R.D., Análise Teórica e Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural Sujeitas ao Cisalhamento. 2015. 176p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Gestão e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, SP, 2015.
- [16]. Pasquantonio, R. D.; Parsekian, G. A.; Soudais, P. R. N.; Camacho, J. S. Shear strength of concrete block beams: Assessment of international codes and influence of shear span and longitudinal reinforcement. In: 16th International Brick and Block Masonry Conference, 2016, Padova. 16th International Brick and Block Masonry Conference. Londres: CRC Press, 2016. v. 1. p. 1789-1797.
- [17]. Ring T.; Das S. e Stubbs D. Compressive Strength of Concrete Masonry Beams, In: TECHNICAL PAPER, 109-S31, 2012, Michigan. ACI Structural Journal, Michigan: ACI, 2012.
- [18]. Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Shear Design of Reinforced Masonry Beams. In: THE ELEVENTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 3.04-2, 2011, Minneapolis, Proceedings of The Eleventh North American Masonry Conference, Minneapolis: University de Minnesota, 2011.
- [19]. Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Effective Shear Design Reinforced Masonry Beams. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING, v-2, 2010, Ottawa, Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering, Ottawa: University of Carleton, 2007.
- [20]. Suter, G.T e Keller, H. Shear Strength of Reinforced Masonry Beams and Canadian Code Implications, 1976, p149-160, National Research Council, 1976
- [21]. THE MASONRY SOCIETY (TMS) – TMS 402 Building Code Requirements for Masonry Structures. Longmont, Colorado, 2016.
- [22]. Zohrehheydariha, J.; Das, S.; Banting, B. Behaviour Of Stack Pattern Masonry Beams. Proceedings of The Thirteenth Canadian Masonry Symposium, Halifax, Dalhousie University, 2017.

Optimization of reinforced concrete beams using *Solver* tool

Otimização de vigas de concreto armado utilizando a ferramenta Solver



R. S. CORREIA ^a
rubenssilvacorreia@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5378-385X>

G. F. F. BONO ^a
giuliana.franca@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-3668-135X>

G. BONO ^a
bonogustavo@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-4666-8703>

Abstract

Due to the development in structural analysis studies, optimization techniques have become part in the design of reinforced concrete structures. Making it possible to design structures with optimized cross-sections. Thus, the present study aims to implement optimization techniques, using the Solver tool, to design procedure of reinforced concrete beams following the precepts of Brazilian Standard ABNT NBR 6118:2014. Focusing to minimize the cost of reinforced concrete beams, where the design variables are the height and width of the beam cross-section and the constraints are imposed by the relevant technical standards and design variables limitations.

Keywords: structural optimization, beams, reinforced concrete.


Resumo

Com os avanços nos estudos de análise estrutural, técnicas de otimização passaram a fazer parte do dimensionamento das estruturas de concreto armado. Por meio de tais técnicas, é possível conceber estruturas com seções otimizadas. Assim, o presente estudo tem por objetivo implementar técnicas de otimização, utilizando a ferramenta Solver, ao processo de dimensionamento de vigas de concreto armado, seguindo os preceitos da Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Será minimizado o custo das vigas de concreto armado, onde as variáveis de projeto são a altura e a base da seção transversal da viga e as restrições são imposições das normas técnicas pertinentes e limitações das variáveis de projeto.

Palavras-chave: otimização estrutural, vigas, concreto armado.

^a Federal University of Pernambuco, Post-graduation program of Civil and Environmental Engineering, Caruaru, PE, Brazil.

Received: 31 May 2018 • Accepted: 25 Aug 2018 • Available Online: 08 Aug 2019

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

1. Introduction

The construction industry has great importance in the sustainable development context, not only by its contribution to the economy, but also for its great social and environmental impacts. A sustainable build approach consists in minimizing the consumption of natural resources and maximize their reuse. In this sense, a competitive advantage for companies in this sector is the reduction of material used in construction. That is why companies have been constantly investing new techniques of waste minimization and, consequently, seeking to reduce the total cost of the project [1]. In recent years, due to the high computational development, complex structures can be analyzed through structural calculation software, making it the most economical structures design [2].

In general, the conventional design of reinforced concrete structures is a process of trial and error, where the dimensions of the structural elements are estimated and adopted if the criteria of safety and service are met. Although, this procedure does not always lead to the best economic and structural solution.

Since there are many possible solutions, the most appropriate choice can be determined using mathematical optimization techniques. Nowadays, there are various tools of structural analysis and design, however optimization tools are not commonly used in the design of reinforced concrete structures.

The mathematical optimization can be used as a tool to aid the designer in decision-making, from the definition of initial dimensions of the structural elements to their final design, eliminating the trial and error process, consequently, reducing the time of projects elaboration. There are various software capable to solve optimization problems, such as MATLAB, Octave, Scilab, Dakota, *Solver*, among others. Several optimization studies [3-6] of reinforced concrete beams used MATLAB, while others [7-12] used *Solver*. The advantages of *Solver*, when compared to others, are the easy use and no specific programming knowledge is required. Besides, *Solver* is used in *Microsoft Excel* worksheets, a tool widely used in engineering.

The optimization studies [7-12] of reinforced concrete beams using *Solver*, usually, seek to determine parameters of the beam cross-section, aiming to minimize costs associated to restrictions of relevant technical standards.

Maia [7], in his optimization study, obtained the height of the beam and the reduction factor of negative bending moment that minimize the costs. Through the study of several examples, the author has proved the efficiency of optimization through *Solver*.

Kripka and Pagnussat [8] determined the optimal height of the beam to minimize the costs, taking into account shear reinforcements, it was verified that the optimum height was close to the usual estimated by the design. Bhalchandra and Adsul [9], instead of height, optimized the width, steel areas and nominal cover of the beam to minimize the amount of material, using methods of Genetic Algorithms (AG) from MATLAB and the Generalized Reduced Gradient (GRG) from *Solver*, reporting that the AG presented the best results. Rahmanian, Lucet and Tesfamariam [10], Junior and Oliveira [11] added some aspects when formulating the optimization problem that were considered in previous studies. Both works considered commercial diameters in order to determine the steel areas. In addition, Rahmanian, Lucet and Tesfamariam [10] added the restriction limitation of cracks to beams optimization.

Rahmanian, Lucet and Tesfamariam [10] determined the height and steel area that minimize the beam cost through *Solver* AG and GRG, reporting a better efficiency to the GRG. Junior and Oliveira [11] obtained the cross-section dimensions, strength of the concrete and reinforcements diameter that minimize the beam cost. Concluding that the great height is close to the usual height estimate by the design and that the optimized solution presents a significant material saving when compared to other solutions.

Fraga and Kripka [12], unlike previous works, obtained the beam's optimal height to minimize financial and environmental costs, associated to the environmental impact that the beam causes. The behavior of the optimal height was obtained by the variation of the problem parameters, being verified that the use of concrete with less resistance reduces the financial and environmental costs.

It is in this context, this work proposes to incorporate optimization techniques, using *Solver* tool, to the procedure of design and verification of the ultimate load capacity of reinforced concrete beams, following the precepts of the Brazilian Standard ABNT NBR 6118:2014 [13]. The beams of reinforced concrete were designed in order to obtain rectangular cross-sections, optimized for situations with different variations of beam spans, loads and classes of characteristic compressive strength of the concrete. Thus, it is intended to highlight the material saving obtained by optimization techniques, by comparing the optimized cross-sections with the conventional procedure.

2. Optimal design of reinforced concrete beams

The aim is to find optimal values of the design variables, therefore the objective function is minimized and the constraints are satisfied. The corresponding optimization problem has the form:

$$\begin{aligned} & \text{Minimize: } f(\mathbf{x}) \\ & \text{Subject to:} \\ & h_j(\mathbf{x}) = 0, \quad j = 1, \dots, m \\ & g_k(\mathbf{x}) \leq 0, \quad k = 1, \dots, p \\ & x_i^{\min} \leq x_i \leq x_i^{\max}, \quad i = 1, \dots, n \end{aligned} \quad (1)$$

Where, $f(\mathbf{x})$ is the objective function to be optimized, $\mathbf{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^T$ is a vector that contains the project variables, n is the number of project variables, $h_j(\mathbf{x})$ are the equality constraints, m is the total number of equality constraints, $g_k(\mathbf{x})$ are inequality constraints, p is the total number of inequality constraints, x_i^{\min} and x_i^{\max} are the side constraints. The project variables are those that can change during the optimization process and can adopt any value defined in the viable solutions. The constraints describe undesirable design situations, such as limits of stress, displacements, crack opening, among others.

After transforming the reinforced concrete beams design into a mathematical optimization problem, it is possible to find the most economical solution among several possible solutions. In this work, the beams cost will be minimized, therefore the design variables are height (h) and width (b) of the cross-section and the restrictions are imposed by the relevant technical standards and project variables limitations.

For the objective function, the unitary costs of steel, formworks and concrete were considered. Table 1 presents the costs extracted from the price tables of the SINAPI [14] (National system of research costs and indexes of Civil construction) for the Pernambuco state and the MASTERMIX company from Caruaru (PE).

For the steel costs (C_A), two terms were considered: the first one concerning the cost of longitudinal reinforcements and the second one for the shear reinforcements, Eq. (2). It must be highlighted that the costs of longitudinal bars are composed of the costs of tensile, compression and skin reinforcements.

$$C_A = A_{Al}L_{Al}\rho P_{Al} + A_{At}L_{At}n_{At}\rho P_{At} \quad (2)$$

Where, A_{Al} is the cross-section area of the longitudinal reinforcement, L_{Al} is the total length of the longitudinal reinforcement, ρ is the steel specific mass (7850 kg/m³), P_{Al} is the unitary cost of longitudinal reinforcement (R\$/kg), A_{At} is the cross-section area of the transverse reinforcement, L_{At} is the total length of the transverse reinforcement, n_{At} is the number of transverse reinforcement contained in the beam and P_{At} is the unitary cost of the transverse reinforcement (R\$/kg).

The cost of formworks (C_F) was calculated by Eq. (3) and the concrete cost (C_C) was calculated according to Eq. (4):

$$C_F = (b + 2h)L_{ef}P_F \quad (3)$$

$$C_C = bhL_{ef}P_C \quad (4)$$

In which b and h are the width and height of the cross-section, respectively, L_{ef} is the effective span and P_F and P_C are the unitary costs of the formworks (R\$/m²) and concrete (R\$/m³), respectively. Thus, the objective function (C) was given by the sum of the costs C_A , C_F and C_C .

The restrictions imposed to the problem studied were:

- According to the 17.4.2.1 item of ABNT NBR 6118:2014 standard [13], the shear force calculation (V_{sd}) must be less or equal to the shear force resisted, related to the rupture by diagonal compression (V_{Rd2}):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (5)$$

- When it is necessary to use more than one layer of bars in the cross-section of the beam, the distance from the center of gravity of the bars (a) to the center of the farthest bar must be less than 10% of the height (h), according to the 17.2.4.1 item of the ABNT NBR 6118:2014 standard [13]:

$$a \leq 0,10h \quad (6)$$

- In accordance to the 17.3.5.2.4 item of ABNT NBR 6118:2014 standard [13], the sum of the tensile (A_s) and compression (A_s') reinforcements must not be greater than 4% of the concrete area of the section (A_c):

$$A_s + A_s' \leq 0,04A_c \quad (7)$$

- In the verification of the Limit State of Excessive Deformation, according to ABNT Standard NBR 6118:2014 [13], the total displacement a_t must not exceed the a_{tlim} limit value indicated in Table 13.3 of the aforementioned standard, and this study is considered the displacement limit for visual acceptability:

$$a_t \leq a_{tlim} \quad (8)$$

- The Crack Opening Limit State was verified according to the 17.3.3.2 item of ABNT NBR 6118:2014 standard [13]. The magnitude of crack opening (w) must comply with the limit value w_{lim} stipulated by the standard (0.3 mm for Environmental Aggressiveness Class II):

$$w \leq w_{lim} \quad (9)$$

- The design variables, height (h) and width (b), must be an integer with the following side constraints:

$$h = h_{int} \quad (10)$$

$$b = b_{int} \quad (11)$$

$$25 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm} \quad (12)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm} \quad (13)$$

Based on the definitions of the project variables, objective function and constraints, the authors were able to describe mathematically the problem:

$$\begin{aligned} &\text{Minimize: } C(h, b) \\ &\text{Subject to:} \\ &V_{sd} \leq V_{Rd2} \\ &a \leq 0,10h \\ &A_s + A_s' \leq 0,04A_c \\ &a_t \leq a_{tlim} \\ &w \leq w_{lim} \\ &h = h_{int} \\ &b = b_{int} \\ &25 \leq h \leq 100 \\ &12 \leq b \leq 20 \end{aligned} \quad (14)$$

Thus, the optimization problem is to find the width (b) and the height (h) of the beam cross-section to minimize the cost (C), respecting the constraints imposed.

The optimized design steps are in Figure 1. After an initial solution

Table 1
Unitary costs of concrete, steel and formworks

Concrete		
Source	Type	Price (R\$/m ³)
94964 - SINAPI 12/2016	C20	258.97
94965 - SINAPI 12/2016	C25	252.39
94966 - SINAPI 12/2016	C30	260.52
MASTERMIX/CARUARU	C35	298.00
94968 - SINAPI 12/2016	C40	299.64
CA-50 steel		
Source	Diameter (mm)	Price (R\$/kg)
-	5	9.47
92760 - SINAPI 12/2016	6.3	9.47
92761 - SINAPI 12/2016	8	9.14
92762 - SINAPI 12/2016	10	7.43
92763 - SINAPI 12/2016	12.5	6.17
92764 - SINAPI 12/2016	16	4.85
Formworks		
Source	Price (R\$/m ²)	
92446 - SINAPI 12/2016	119.03	

(b and h), the parameters required to calculate the objective function and the constraints (Eq. (14)) were determined. Then, it is verified if the optimal solution was found. If it is positive, the process ends, otherwise the solution is modified, repeating the process until it converges to the optimal solution.

The steel areas are designed to bending moment and shear force, ensuring that the resistive force are greater or equal to the calculation force in the beam cross-section. The steps to design reinforced concrete beam will be described next. First, based on the input data, the program is capable to calculate the effective span, the active loads and the modulus of elasticity of the concrete. Then, the force calculations on the beam are determined. Based on that, the beam is designed to the bending moment and the shear force, determining the steel areas. Afterwards, the detailing of the shear and longitudinal reinforcements is carried out. Then, parameters associated to the verification of the Serviceability Limit States (SLS): Excessive Deformations and Cracks Opening. Finally, the skin reinforcement is determined (if necessary) and the anchorage is defined. These steps are set out in Figure 1.

It is worth pointing out that, for the optimized design carried out in this work, the following considerations were adopted:

- It was considered the possibility of double reinforcement in the design to the moment bending, when necessary;
- As mentioned previously, if necessary, it was considered the possibility to apply a skin reinforcement, with a 6.3 mm diameter in this this type of reinforcement;
- In the design of the shear reinforcement (stirrups), the authors considered commercial diameters up to 12.5 mm for the CA-50 steel. The choice of diameter and spacing was made in a way to approximate as much as possible to the calculated steel area, respecting the impositions made by the ABNT NBR 6118:2014 standard [13]. Considering the distribution of the stirrups along the span, detailing the support regions and central span (with minimal shear reinforcement);
- In the detailing of the longitudinal reinforcement, commercial diameters up to 16 mm for the CA-50 steel were considered, since larger diameters are more common in large constructions. The choice of the bars layout in the cross-section follows the requirements of ABNT NBR 6118:2014 standard [13]. First, it is tried to dispose the bars in a single layer, in order to approach the maximum of the calculated steel area, when this is not possible, the disposition occurs in several layers;
- When calculating the maximum displacements, the possibility of upward midspan deflection is considered, in order to decrease the final displacements;
- To determine the anchorage of the tensile reinforcement, a straight anchorage of all the bars is attempted as first approach. When this is not possible, the authors place hooks in the bars of the first layer. If the hook solution is not possible, clamps are used along with the hooks. The anchorage of the compression and skin reinforcements, when they exist, are straight anchorage type. The anchoring of the stirrups is also taken into consideration.

3. Optimization tool: Analytic Solver Platform

The program used to optimize design of reinforced concrete beam was implemented in an Excel spreadsheet, in order to use the Analytic Solver Platform [15]. This tool was developed by *Frontline Systems* [16] to solve optimization problems written in Excel spreadsheets. This work used the version 2016-R3 of *Solver*. The problem information, such as the objective function, project

variables and the constraints are inserted in the worksheet cells of *Solver* dialog box. Then, the most appropriate optimization method for problem analysis must be selected.

There are three optimization methods in *Solver*: *LP Simplex*, the nonlinear GRG and the *Evolutionary*. The *LP Simplex* method is used for linear optimization problems [17-18]. The nonlinear GRG method is used for nonlinear type problems. The *Evolutionary* method is applied in complex nonlinear type problems [17].

The non-linear GRG method is based on the Generalized Reduced Gradient method, which is an extension of the Reduced Gradient method to resolve problems with nonlinear inequality constraints. [18-19]. The *Evolutionary* method is based on the method of genetic algorithms, defined as a technique of optimization and search based on the principles of genetics and natural selection [20], being quite applied by scientists and engineers to solve practical problems [21].

To determine what is the most appropriate method for solving the optimization problem, *Solver* has a feature called “*Analyze without Solving*”, where convexity tests are made to know the type of

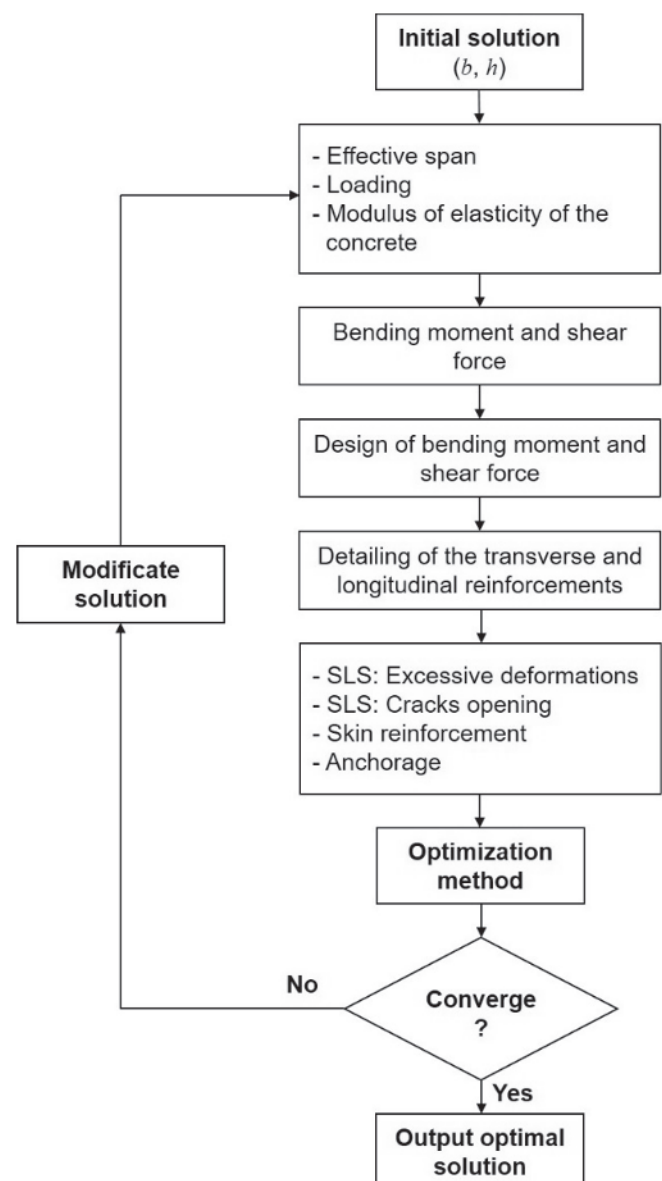


Figure 1
Flowchart of optimized dimensioning of the beam

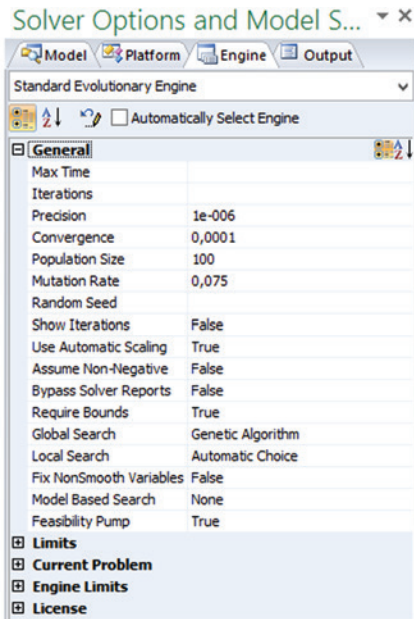


Figure 2
Solver dialogue box

optimization problem, seeking to use the most appropriate method [22]. Conducting this analysis in this study, it was found that this is a nonsmooth and nonconvex problem, and then the Evolutionary method is used.

In the *Evolutionary* settings, the values adopted for population size and mutation rate were 100 and 0.075, respectively. Figure 2 show the Solver's "Engine" dialog box with the other parameters adopted.

4. Analyzed structures

The cross-sections of reinforced concrete beams were analyzed. The beams were considered to be supported on columns and sub-

jected to a uniformly distributed loading. The cross-section is rectangular with width (b) and height (h), as shown in Figure 3. The columns have a square cross-section of 20 cm. The steel used is class CA-50. The nominal cover is 30 mm, being the Environmental Aggressiveness Class II. It is worth to highlight that this study did not considered the stiffness of the columns.

For the study of the beams cross-sections, the influence of the following parameters were analyzed: free span values, characteristic loading and class of characteristic compressive strength of the concrete. The free span values varied from 2 m to 7 m in increments of 0.50 m, the characteristic loading varies from 10 kN/m to 50 kN/m in increments of 5 kN/m and the class of characteristic compressive strength of the concrete varies between 20 MPa and 40 MPa in increments of 5 MPa.

5. Results and discussions

With the implementation of beam design and the formulation of the *Excel* spreadsheet optimization problem, several optimized cross-sections have been obtained that minimize its cost of the beam. The project variables adopted were the height and width of the beam.

Analyzing the combinations of the different values of free span (11 cases), loading (9 cases) and characteristic compressive strength of the concrete (5 cases), 495 optimized cross-sections were obtained. In the next few items, the numerical results and the main conclusions are presented.

5.1 Height and width of optimized sections

Initially, the authors studied how the *height/span length* ratio in the optimized cross-sections varies depending on the loading, span length and characteristic compressive strength of the concrete (f_{ck}). Subsequently, the same analysis was carried out for the beam width.

In the pre-dimensioning stage, a usual approach to determine the height of the cross-sections of the reinforced concrete beams is the adoption of a *height/ span length* ratio of 10%.

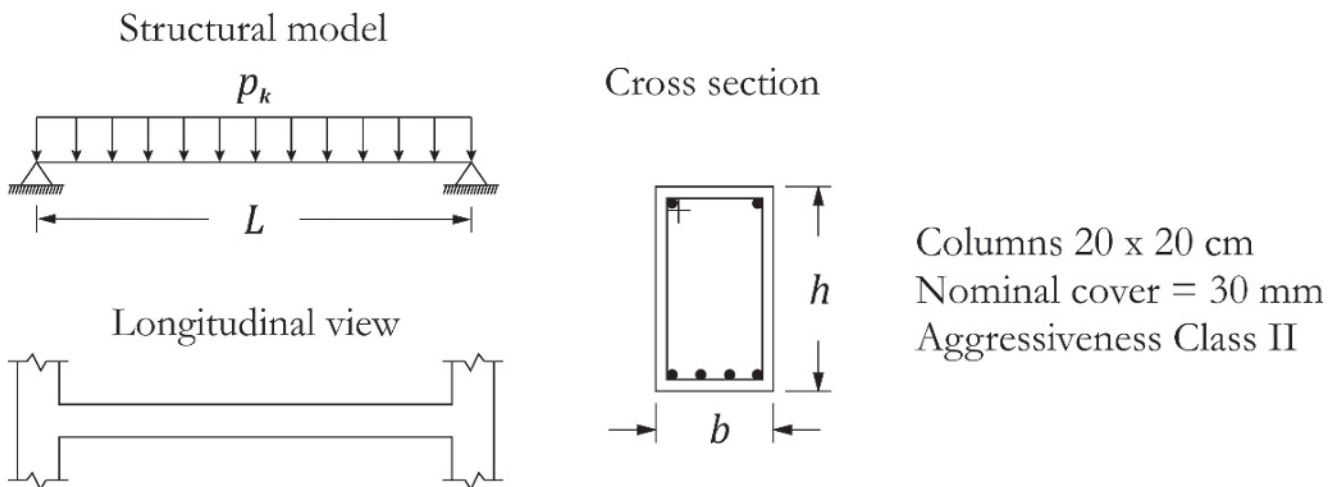


Figure 3
Studied beam model

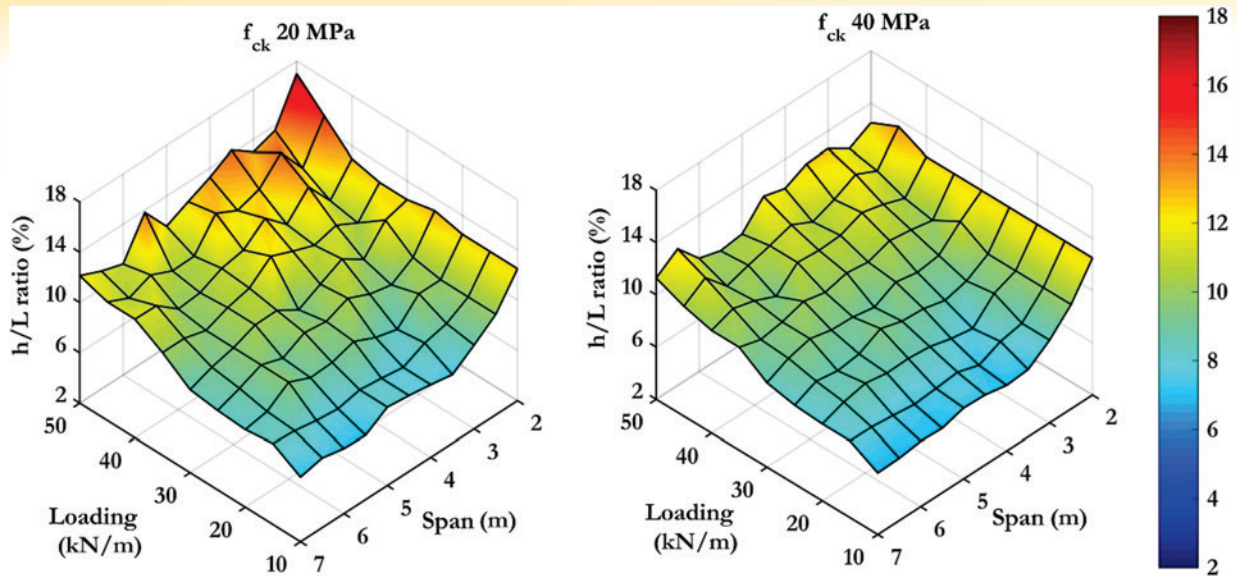


Figure 4
Optimum ratio (h/L) for span and loading, for concrete of 20 MPa and 40 MPa

In the analyzed cases, it was observed that the values of (h/L) suffered small variations with the change of the f_{ck} . Figure 4 presents only the *height/ span length* (h/L) ratio for the f_{ck} values of 20 MPa and 40 MPa, depending on the free span and loading. It is observed that both surfaces present similar behavior, increasing the ratio (h/L), as the loading increases and span decreases. It must be highlighted that the ratio values (h/L) range from 7.10% to 17% in the case of f_{ck} of 20 MPa, decreasing the maximum value to 13.50% in the case of f_{ck} equal to 40 MPa. Considering small spans and high loading, the ratio becomes larger in the case of f_{ck} equal to 20 MPa, due to the need for a greater height for this configuration.

In Figure 5 and Table 2, the arithmetic means of the (h/L) ratio is presented for each combinations of span length and loading, considering the 5 values of characteristic compressive strength of the concrete. It can be observed that the ratio (h/L) varies between 6.84% and 14.20% for the different configurations, and that from the 99 arithmetic mean calculated, a total of 40 varies between 9 and 11%, i.e. these values are very close to the usual estimate of 10%. There were 29 values (h/L) above 11%, for these, the initial estimate adopted in the pre-dimensioning would employ values below the optimal values.

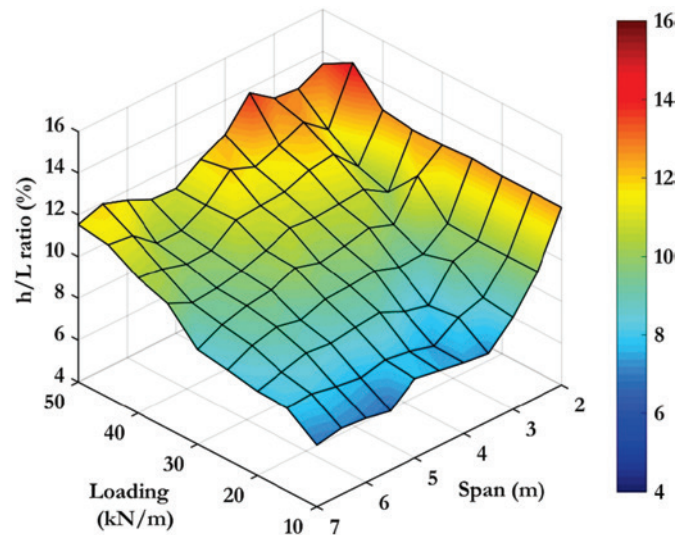


Figure 5
Average optimum ratio (h/L)

Table 2
(h/L) ratio for free span and loading (%)

Span (m)	Loading (kN/m)									Average ratio (%)
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
2	12.50	12.50	12.50	12.60	12.50	12.50	12.70	14.20	13.40	12.82
2.5	10.00	10.00	10.00	10.08	11.60	10.08	10.56	11.60	12.80	10.75
3	8.40	8.60	9.60	9.20	9.87	10.80	11.73	12.53	12.93	10.41
3.5	7.26	8.23	8.06	9.14	10.29	10.69	11.54	12.00	13.77	10.11
4	7.40	7.45	8.35	9.55	10.00	10.60	11.10	11.55	12.35	9.82
4.5	7.60	7.78	8.89	9.42	9.78	10.71	11.02	12.00	11.73	9.88
5	7.80	7.96	8.76	9.36	10.12	10.20	10.92	10.88	10.92	9.66
5.5	6.84	7.67	8.58	8.95	9.64	9.82	10.04	10.25	10.98	9.20
6	7.07	7.83	8.70	9.20	9.47	9.57	9.97	10.23	11.53	9.29
6.5	7.17	8.06	8.37	8.89	9.14	9.45	10.31	11.17	11.94	9.39
7	6.94	7.97	8.03	8.31	8.54	10.00	10.49	11.31	11.54	9.24

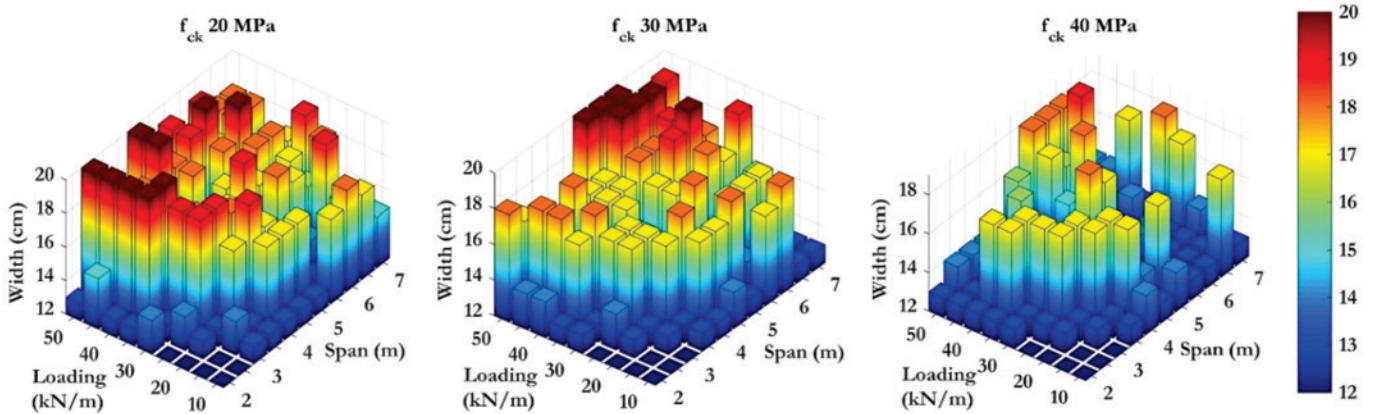


Figure 6
Optimum width values, considering concrete with f_{ck} 20 MPa, 30 MPa and 40 MPa

In the last column of Table 2, the average ratio of (h/L) was calculated according to the span length, observing that among the 11 spans, 10 varies from 9.20 to 10.75%. Therefore, the relationship adopted in the conventional pre-dimensioning can be considered acceptable since it was close to the optimal relationship. Figure 6 presents the dimensions of the beam width optimized for three characteristic compressive strength of the concrete (20 MPa, 30 MPa and 40 MPa) are shown as a function of the applied loading and the span length. It was observed that the width assumes different values in the various situations of span and loading, in order to meet the constraints and criteria of design and detailing considered previously. It can be noticed that most widths reduce their size, as the characteristic compressive strength of the concrete increases, since the increase of the resistance allows a decrease in the dimensions of the cross-sections, without compromising the safety requirements. Moreover, this decrease in the cross-section dimensions due to the increase of the characteristic compressive strength of the concrete, is more evident in the width because of a height decrease could lead to the non-compliance of the Limit State of Excessive Deformation (restriction of eq. (8)).

5.2 Full use of the materials in the optimized cross-sections

It is expected that in the optimized cross-sections there is a great exploitation of the materials (concrete and steel), since the goal of optimization is to minimize the financial costs. In order to assess this use, it is necessary to analyze the strain of concrete and steel, as well as the strain domains.

The strain domains represents the various possibilities of collapse the section, characterized by the designed specific strain of concrete and steel, varying between domains 1 to 5. The simple bending, is included within the domains 2, 3 or 4. In the domain 2, the concrete does not reach the rupture and the elongation of the tensile steel is the ultimate permitted (10‰), the rupture occurred due to the excessive plastic strain of the steel. In the domain 3, the compressed concrete reaches the ultimate strain of 3.5‰ and the tensile steel yield, the concrete ruptured by crushing. In the domain 4, the concrete reaches the rupture, but the steel does not yield, and it is also characterized as a conventional rupture by crushing of the concrete. Domain 3 represents an ideal situation, since both the crushing of the concrete and the yield of the steel occurs, being the materials (concrete and steel) used entirely and the collapse occurs with prior warnings (due to the large strains). In contrast, domain 4 represents an uneconomical situation since the steel is not used with its entire sturdy capacity and the rupture is fragile. Therefore, the cross-section of reinforced concrete must be dimensioned in the domain 3 because it is an economic situation. The domain 2 is acceptable and domain 4 must be avoided.

It was noticed that due to the limitations imposed to the position of the neutral line, 17.2.3 item of ABNT NBR 6118:2014 standard [13], part of domain 3 and domain 4 were not reached [23], as shown in Figure 7.

For the optimized cross-sections, the strain domains (domain 2 or 3) and the strains of the materials (steel and concrete) were obtained. This information is shown in Figure 8 and Table 3.

As shown in Figure 8, most of the cases analyzed are in domain 3 (approximately, 89% of the cases), while 11% are in domain 2.

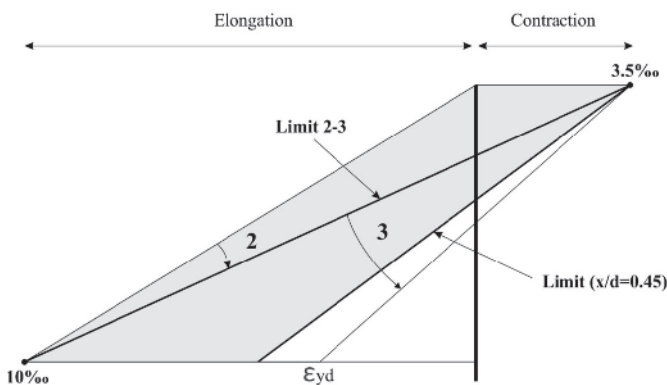


Figure 7
Strain domains of possible simple bending, for f_{ck} less or equal to 50 MPa

Table 3
Concrete and steel strains in optimum cross-sections

Domain 2		Domain 3	
Concrete strains (‰)	% of optimum cross-sections	Steel strains (‰)	% of optimum cross-sections
≤ 1	3.64	≤ 2.5	0.00
1 - 2	18.18	2.5 - 5	52.27
2 - 3	38.18	5 - 7.5	33.86
3 - 3.5	40.00	7.5 - 10	13.87

It is observed, in Table 3, in domain 3, that 52.27% of the sections have a steel strain between 2.5‰ and 5‰, while 33.86% had it between 5‰ and 7.5‰, and 13.87% presented values between 7.5‰ and 10‰.

In domain 2, according to Table 3, 21.82% of the sections have the concrete strains up to 2‰, while 38.18% of the sections had it between 2‰ and 3‰, and 40% between 3‰ and 3.5‰. Therefore, most of the sections that are in domain 2 present strains in the concrete close to the ultimate strains of 3.5‰. Even if it is not in domain 3, these sections also present a great use of the materials due to the large strains of the concrete.

5.3 Optimized cross-sections costs

In order to evaluate the economic advantages of the optimized cross-sections, the costs were determined considering the height and width dimensions obtained in the implemented program (optimal solution), using an estimated height of 10% of the span and width equal to 20 cm (conventional solution). Based on these costs, the material saving of the optimized cross-sections was determined in relation to the pre-dimensioned sections, according to the conventional procedure. Table 4 presents the percentages of material saving for the sections, comparing to the solution optimized with the conventional solution. It was observed that more than 55% of the optimized sections present an material saving between 10% to 40%. Approximately, 15% of the sections present a material saving below 5%, since the estimated height is close to the optimal height. Among

the analyzed cases, the largest material saving obtained for an optimized cross-sections was 39%.

Figures 9 and 10 present the material costs (concrete, steel and formwork) and the total cost of the optimized beams, for the characteristic compressive strength of the concrete of 20 MPa and 40 MPa, depending on the loading applied and the length of the span. It was observed that the maximum costs were obtained in the case of f_{ck} equal to 20 MPa, since due to a smaller resistance it is necessary sections with larger dimensions to provide adequate stiffness. It also turns out that the costs are higher in the situations with high span and loading, because, in these situations, more cross-section dimensions and steel areas are needed to support the requesting forces.

To analyze the influence of the cost parcels related to concrete, steel and formwork in the total cost of the beam, the average costs of these materials were obtained for all the analyzed cases.

Figure 11 presents the percentages of the materials costs in the total cost of the optimized cross-sections. It was observed that the cost of the formworks represents 66% in total cost, while the steel and concrete represents 25% and 9%, respectively. It should be noticed that the percentage variation interval in relation to the total cost of formworks is approximately 50% to 79%, for steel was from 12% to 41%, and for concrete was from 7% to 13%.

It is important to highlighted that the cost percentages presented previously are related to the optimization problem formulated with the unitary costs from Table 1. Also, it is worth pointing out that different unitary cost values will produce other optimal results, respecting the constraints imposed on the problem.

6. Conclusions

The reinforced concrete beams are structural elements that are

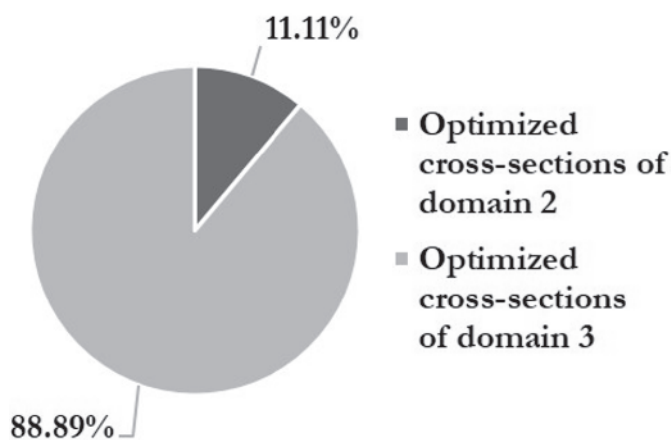


Figure 8
Optimized cross-sections from domains 2 and 3 in percentage

Table 4

Optimized sections savings, when compared with the pre-dimensioned sections used in the conventional procedure

Savings (%)	% of optimized cross-sections
≤ 5	14.96
5 - 10	27.57
10 - 15	17.60
15 - 20	15.54
20 - 25	10.26
25 - 30	9.09
30 - 35	3.81
35 - 40	1.17

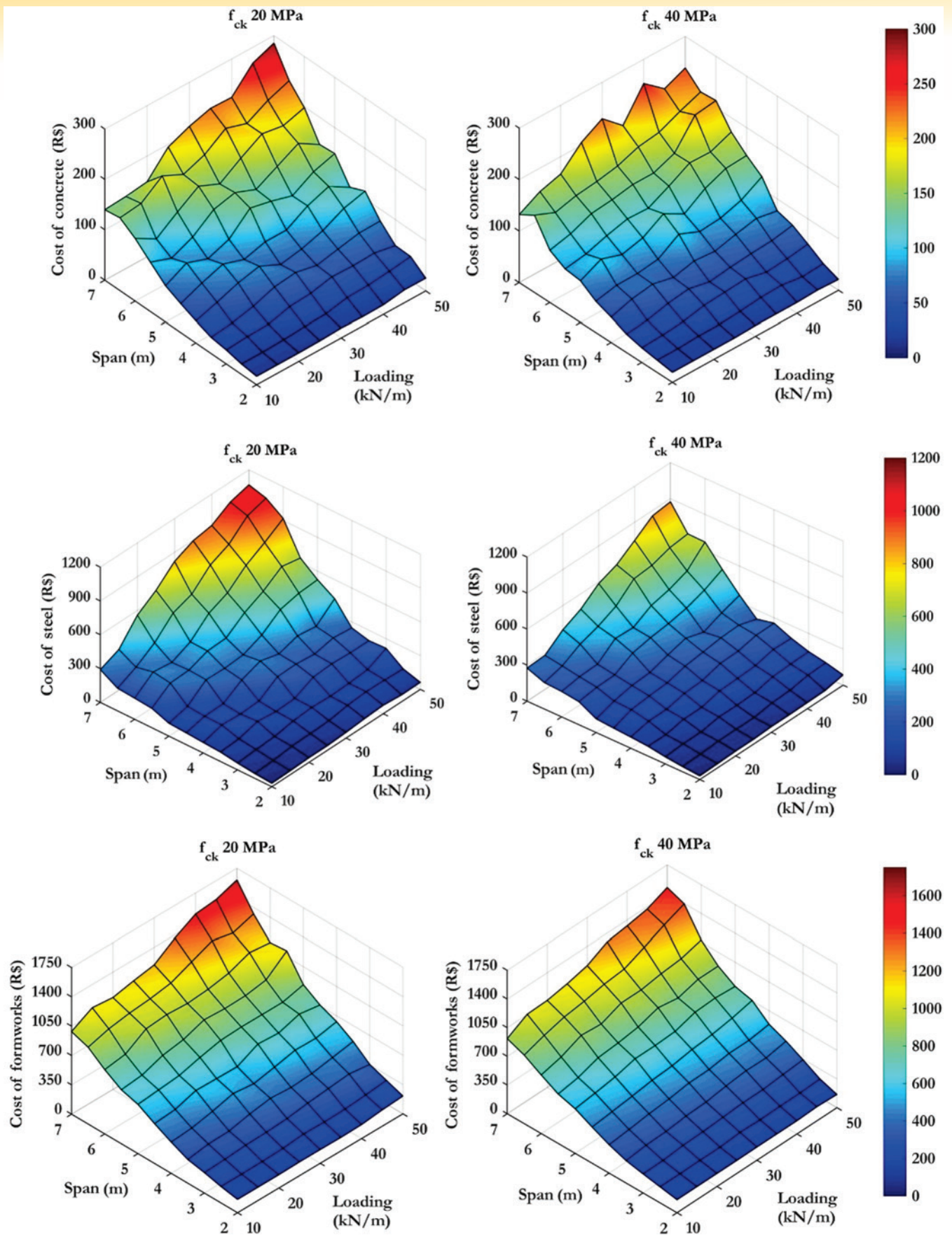


Figure 9
 Costs (R\$) of materials (concrete, steel and formworks) in the optimized cross-sections, for concrete of 20 MPa and 40 MPa

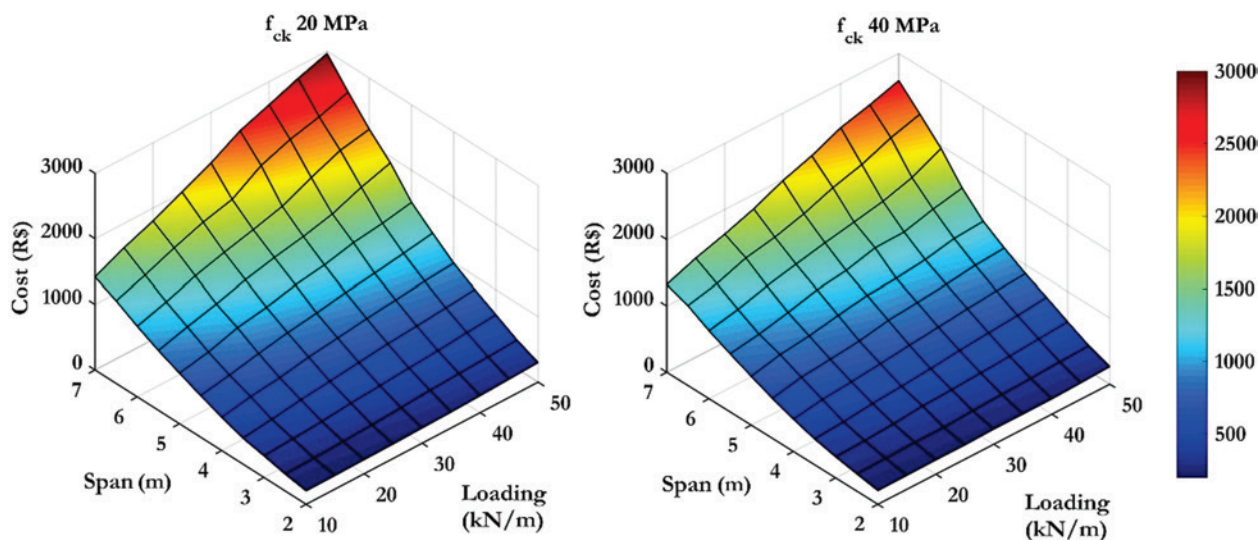


Figure 10
Total costs (R\$) in optimized cross-sections, for concrete of 20 MPa and 40 MPa

quite common in civil construction. Thus, a reduction in their costs can bring significant material saving to this sector.

In this work, optimization techniques were implemented, using the *Solver* tool, to the procedure of design of reinforced concrete beams, following the precepts of the Brazilian Standard ABNT NBR 6118:2014. The total cost (concrete, steel and formworks) of reinforced concrete beams was minimized, considering as design variables the height and width of the beam cross-sections.

The conclusions related to the optimization study of reinforced concrete beams are presented below, considering 11 span lengths, 9 loadings and 5 characteristic compressive strength of the concrete:

- The estimate of the beam height, 10% of the free span, can be considered generally a good estimative, since it approaches the ratio of optimal height per span;
- Because they bring a very significant cost economy, the optimized cross-sections are advantageous in relation to the pre-dimensioned cross-sections, according to the conventional

procedure, using an estimated height of 10% of the span and width equal to 20 cm. As seen in the Section 5 *Results and discussions*, this approach may lead to a material saving of 35%;

- In fact, the optimized cross-sections present a great use of the materials (concrete and steel), once that most of them are in the domain 3, and even those in the domain 2 have large strains (close to the ultimate strains);
- In the construction of the financial costs, it was observed that the formworks cost represented the highest percentage in the total cost of the optimized cross-sections, followed by steel and concrete, respectively. This result is related to the optimization problem formulated for reinforced concrete beam, with the unitary costs of Table 1, and it may vary for other costs and different structural elements.

7. Acknowledgements

The authors would like to thank *Frontline Systems* for providing an educational version of the *Analytic Solver Platform* for the performance of this study.

And to CAPES for the financial support to the research project.

8. References

- [1] LOPES, A.F.O., BONO, G.F.F., BONO, G. Análise Numérica Comparativa entre Lajes Maciças e Nervuradas com diferentes tipos de Materiais de Enchimento. *Mecânica Computacional*, v.XXXII, 2013; p.3483-3495.
- [2] LOPES, A.F.O., BONO, G.F.F., BONO, G. Análise entre Lajes Nervuradas Moldadas no local e Lajes Pré-fabricadas Treliçadas. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 57º, Bônito, 2015, Anais.
- [3] GALEB, A. C. Optimum design of reinforced concrete rectangular beams using simulated annealing. *The Iraqi Journal For Mechanical And Material Engineering*, Edição especial, 2009.

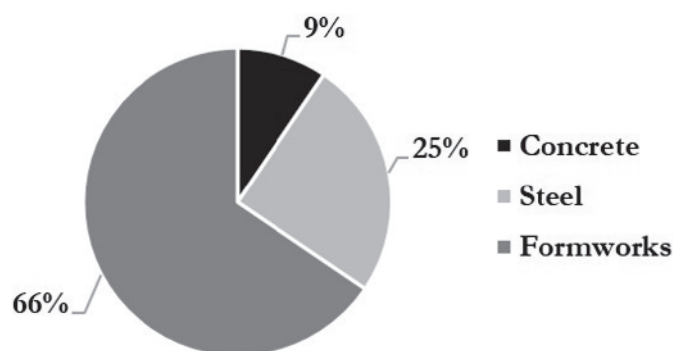


Figure 11
Costs percentage of materials in the total cost of the optimized cross-sections

- [4] GUERRA, A., KIOUSIS, P.D. Design optimization of reinforced concrete structures. *Computers and Concrete*, v.3, n.5, 2006; p.313-334.
- [5] ALGEDRA, M., ARAFA, M., ISMAIL M. Optimum Cost of Prestressed and Reinforced Concrete Beams using Genetic Algorithms. *Journal of Artificial Intelligence*, v.4, n.1, 2011; p.76-88.
- [6] SINGH, B., RAI, H.S. Optimisation of RCC Beam. *International Journal of Engineering, Business and Enterprise Applications*, ed.9, v.1, 2014; p.21-34.
- [7] MAIA, J.P.R. Otimização estrutural: estudo e aplicações em problemas clássicos de vigas utilizando a ferramenta Solver, São Carlos, 2009, Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, 83 p.
- [8] KRIPKA, M., PAGNUSSAT, R. Parâmetros para o dimensionamento otimizado de vigas de concreto armado. *Revista Técnica*, ed.160, julho/2010.
- [9] BHALCHANDRA, S.A., ADSUL, P.K. Cost Optimization Of Doubly Reinforced Rectangular Beam Section. *International Journal of Modern Engineering Research*, ed.5, v.2, 2012; p.3939-3942.
- [10] RAHMANIAN, I., LUCET Y., TEFAMARIAM S. Optimal design of reinforced concrete beams: A review. *Computers and Concrete*, v.13, n.4, 2014; p.457-482.
- [11] JUNIOR, F.H.M.M., OLIVEIRA, D. M. Otimização de vigas de concreto armado com seção retangular submetidas à flexão normal simples. *Construindo*, Belo Horizonte, v.6, n.1, 2014; p.51-57.
- [12] FRAGA, J.L.T., KRIPKA, M. Projeto Estrutural de Vigas de Concreto Armado visando a Minimização do Impacto Ambiental. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, v.7, n.1, 2015; p.123-131.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2014, 238 p.
- [14] SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2016.
- [15] <<https://www.solver.com/analytic-solver%C2%AE-platform>>.
- [16] <<https://www.solver.com/>>.
- [17] FRONTLINE SOLVERS. Excel Solver Help. Disponível em <<http://www.solver.com/excel-solver-help>>. Acesso em 17 de março. 2016.
- [18] LUENBERGER, D.G., YE, Y. *Linear and Nonlinear Programming*. New York: Springer, 3ed, 2008.
- [19] ARORA, J.S. *Introduction to Optimum Design*. Elsevier Academic Press, 3ed, 2012.
- [20] HAUPT, R.L., HAUPT, S.E. *Practical Genetic Algorithms*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2ed, 2004.
- [21] MELANIE, M. *An Introduction to Genetic Algorithms*. MIT Press, 1996.
- [22] RAGSDALE, C. T. *Modelagem de planilha e Análise de Decisão: uma introdução prática a business analytics*. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- [23] CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. de F. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014*. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

Optimization of reinforced concrete beams using *Solver* tool

Otimização de vigas de concreto armado utilizando a ferramenta Solver



R. S. CORREIA ^a
rubenssilvacorreia@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5378-385X>

G. F. F. BONO ^a
giuliana.franca@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-3668-135X>

G. BONO ^a
bonogustavo@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0003-4666-8703>

Abstract

Due to the development in structural analysis studies, optimization techniques have become part in the design of reinforced concrete structures. Making it possible to design structures with optimized cross-sections. Thus, the present study aims to implement optimization techniques, using the Solver tool, to design procedure of reinforced concrete beams following the precepts of Brazilian Standard ABNT NBR 6118:2014. Focusing to minimize the cost of reinforced concrete beams, where the design variables are the height and width of the beam cross-section and the constraints are imposed by the relevant technical standards and design variables limitations.

Keywords: structural optimization, beams, reinforced concrete.


Resumo

Com os avanços nos estudos de análise estrutural, técnicas de otimização passaram a fazer parte do dimensionamento das estruturas de concreto armado. Por meio de tais técnicas, é possível conceber estruturas com seções otimizadas. Assim, o presente estudo tem por objetivo implementar técnicas de otimização, utilizando a ferramenta Solver, ao processo de dimensionamento de vigas de concreto armado, seguindo os preceitos da Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Será minimizado o custo das vigas de concreto armado, onde as variáveis de projeto são a altura e a base da seção transversal da viga e as restrições são imposições das normas técnicas pertinentes e limitações das variáveis de projeto.

Palavras-chave: otimização estrutural, vigas, concreto armado.

^a Federal University of Pernambuco, Post-graduation program of Civil and Environmental Engineering, Caruaru, PE, Brazil.

Received: 31 May 2018 • Accepted: 25 Aug 2018 • Available Online: 08 Aug 2019

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

1. Introdução

A indústria da construção civil é de grande importância no contexto do desenvolvimento sustentável, não apenas pela sua contribuição para a economia como também pelos seus grandes impactos ambientais e sociais. Construir de um modo sustentável consiste em minimizar o consumo de recursos naturais e maximizar a sua reutilização. Neste sentido um diferencial competitivo para as empresas desse setor é diminuir o consumo de material utilizado nas construções. Por isso as empresas do setor vêm investindo constantemente em novas técnicas de minimização de desperdícios e, conseqüentemente, do custo total da obra [1]. Nos últimos anos, devido ao grande desenvolvimento computacional, podem-se analisar estruturas complexas através de softwares de cálculo estrutural, tornando o dimensionamento das estruturas mais econômico [2].

De modo geral, o dimensionamento convencional de estruturas em concreto armado é um processo de tentativa e erro, onde as dimensões dos elementos estruturais são estimadas e adotadas caso os critérios de segurança e serviço sejam atendidos. Esse procedimento nem sempre levará à melhor solução econômica e estrutural. Sendo muitas as soluções possíveis, a escolha da mais adequada pode ser determinada com a implementação de técnicas matemáticas de otimização. Atualmente, existem várias ferramentas de análise e dimensionamento de estruturas, mas não é comum a incorporação de módulos de otimização no projeto de estruturas de concreto armado.

A otimização matemática pode ser utilizada como uma ferramenta de auxílio ao projetista nas tomadas de decisões, desde a definição do pré-dimensionamento dos elementos estruturais até seu dimensionamento final, eliminando o procedimento de tentativa e erro e, conseqüentemente, diminuindo o tempo de elaboração de projetos. Existem diversos softwares com recursos destinados a resolver problemas de otimização, tais como MATLAB, Octave, Dakota, Scilab, Solver, entre outros.

Diversos estudos [3-6] de otimização de vigas de concreto armado utilizaram o MATLAB, enquanto outras pesquisas [7-12] utilizaram o Solver. As vantagens do Solver em relação a outros softwares, como o MATLAB, são a facilidade de uso e a dispensa de conhecimentos específicos de programação. Além do mais, o Solver é empregado na planilha de cálculos do Microsoft Excel, sendo esta uma ferramenta bastante utilizada na engenharia.

Os estudos [7-12] de otimização de vigas de concreto armado com o Solver, normalmente, buscam determinar parâmetros da seção transversal da viga, visando a minimização dos custos submetidos as restrições das normas técnicas pertinentes.

Maia [7], em seu estudo de otimização, obteve a altura da viga e o fator de redução do momento fletor negativo que minimizassem os custos. Através do estudo de vários exemplos, o autor comprovou a eficiência da otimização por meio do Solver.

Kripka e Pagnussat [8] determinaram a altura ótima da viga que minimizasse os custos, levando em consideração as armaduras transversais, e foi verificado que a altura ótima é próxima da estimativa usual de projeto. Bhalchandra e Adsul [9], ao invés da altura, obtiveram a largura, as áreas de aço e o cobrimento da viga que minimizassem a quantidade de material, por meio dos métodos dos Algoritmos Genéticos (AG) do MATLAB e do Gradiente Reduzido Generalizado (GRG) do Solver, constatando que os AG apresentaram os melhores resultados.

Rahmanian, Lucet e Tesfamariam [10], Junior e Oliveira [11] incluíram alguns aspectos na formulação do problema de otimização que não foram considerados nos estudos anteriores. Ambos os trabalhos consideraram diâmetros comerciais na determinação das áreas de aço. Além disso, Rahmanian, Lucet e Tesfamariam [10] adicionaram a restrição de limitação de fissuras na otimização de vigas.

Rahmanian, Lucet e Tesfamariam [10] determinaram a altura e a área de aço que minimizam os custos da viga, por meio dos AG e GRG do Solver, constatando uma melhor eficiência com o GRG. Junior e Oliveira [11] obtiveram as dimensões da seção transversal, a resistência do concreto e o diâmetro das armaduras que minimizam os custos da viga, concluindo que a altura ótima é próxima da estimativa usual de projeto e que a solução otimizada apresenta significativa economia em relação a outras soluções.

Fraga e Kripka [12], diferente dos trabalhos anteriores, obtiveram a altura ótima da viga para minimizar os custos financeiros e também ambientais. Os custos ambientais estão relacionados ao impacto ambiental que a viga causa no meio ambiente. Foi obtido o comportamento da altura ótima devido a variação dos parâmetros do problema e foi verificado que o uso de concretos de menor resistência reduz os custos financeiros e ambientais.

É nesse contexto que este trabalho propõe incorporar técnicas de otimização, utilizando a ferramenta Solver, ao processo de dimensionamento e verificação da capacidade resistente de vigas de concreto armado, seguindo os preceitos da Norma Brasileira ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014) [13]. Neste artigo são dimensionadas vigas de concreto armado, obtendo seções retangulares otimizadas para situações com diferentes variações de vãos das vigas, carregamentos e classes de resistência característica à compressão do concreto. Sendo assim, pretende-se evidenciar a economia obtida com a utilização de técnicas de otimização, comparando as seções transversais otimizadas com o procedimento convencional.

2. Dimensionamento otimizado de vigas de concreto armado

Define-se um problema de otimização de funções como encontrar o vetor x de n variáveis de projeto tal que:

$$\begin{aligned} &\text{Minimizar: } f(x) \\ &\text{Sujeito a:} \\ &h_j(x) = 0, \quad j = 1, \dots, m \\ &g_k(x) \leq 0, \quad k = 1, \dots, p \\ &x_i^{\min} \leq x_i \leq x_i^{\max}, \quad i = 1, \dots, n \end{aligned} \tag{1}$$

Onde, $f(x)$ é a função objetivo a ser otimizada, $x = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^T$ é um vetor que contém as variáveis de projeto, n é o número de variáveis de projeto, $h_j(x)$ são as restrições de igualdade, m é o número total de restrições de igualdade, $g_k(x)$ são as restrições de desigualdade, p é o número total de restrições de desigualdade, x_i^{\min} e x_i^{\max} são as restrições laterais. As variáveis de projeto são aquelas que se alteram durante o processo de otimização, podendo adotar qualquer valor definido no domínio viável de soluções. As restrições descrevem situações indesejáveis de projeto, como por exemplo, limites de tensões, deslocamentos, aberturas de fissuras, entre outras.

Ao transformar o dimensionamento de vigas de concreto armado

em um problema matemático de otimização, é possível encontrar a solução mais econômica entre várias soluções possíveis. Neste trabalho, será minimizado o custo das vigas, onde as variáveis de projeto são a altura (h) e a base (b) da seção transversal e as restrições são imposições das normas técnicas pertinentes e limitações das variáveis de projeto.

Para a função objetivo, foram considerados os custos unitários do aço, das fôrmas e do concreto. Na Tabela 1, são apresentados os custos extraídos das tabelas de preço do SINAPI [14] (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), para o estado de Pernambuco e da empresa MASTERMIX da cidade de Caruaru (PE).

Nos custos do aço (C_A), são considerados dois termos: o primeiro termo referente ao custo das armaduras longitudinais e o segundo termo referente ao custo das armaduras transversais, conforme a Eq. (2). Vale ressaltar que os custos das armaduras longitudinais são compostos pelos custos das armaduras de tração, compressão e de pele.

$$C_A = A_{Al}L_{Al}\rho P_{Al} + A_{At}L_{At}n_{At}\rho P_{At} \quad (2)$$

Onde, A_{Al} é a área da seção transversal da armadura longitudinal, L_{Al} é o comprimento total da armadura longitudinal, ρ é a massa específica do aço (7850 kg/m³), P_{Al} é o custo unitário da armadura longitudinal (R\$/kg), A_{At} é a área da seção transversal da armadura transversal, L_{At} é o comprimento total da armadura transversal, n_{At} é o número de armaduras transversais que a viga contém e P_{At} é o custo unitário da armadura transversal (R\$/kg).

O custo das fôrmas (C_F) é dado pela Eq. (3), e o custo do concreto (C_C) é calculado conforme a Eq. (4):

$$C_F = (b + 2h)L_{ef}P_F \quad (3)$$

$$C_C = bhL_{ef}P_C \quad (4)$$

Nas quais b e h são a base e altura da seção transversal, respectivamente, L_{ef} é o vão efetivo e P_F e P_C são os custos unitários das fôrmas (R\$/m²) e do concreto (R\$/m³), respectivamente.

Assim, a função objetivo (C) é dada pela soma dos custos C_A , C_F e C_C .

As restrições impostas ao problema estudado são apresentadas a seguir:

- De acordo com o item 17.4.2.1 da ABNT NBR 6118:2014 [13], a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) deve ser menor ou igual a força cortante resistente de cálculo à compressão (V_{Rd2}):

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (5)$$

- Quando for necessário utilizar mais de uma camada de barras na seção transversal da viga, a distância do centro de gravidade das barras (a) ao centro da barra mais afastada deve ser menor que 10% da altura (h), conforme o item 17.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 [13]:

$$a \leq 0,10h \quad (6)$$

- Em conformidade com o item 17.3.5.2.4 da ABNT NBR 6118:2014 [13], a soma das armaduras de tração (A_s) e compressão (A_s') não deve ter valor maior que 4% da área de concreto da seção (A_c):

$$A_s + A_s' \leq 0,04A_c \quad (7)$$

- Na verificação do Estado Limite de Deformação Excessiva, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 [13], o deslocamento total a_t não deve ultrapassar o valor limite a_{tlim} indicado na Tabela 13.3 da referida norma, sendo considerado neste estudo o deslocamento limite para aceitabilidade visual:

$$a_t \leq a_{tlim} \quad (8)$$

- O Estado Limite de Abertura de Fissuras é verificado conforme o item 17.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 [13]. O tamanho das aberturas de fissuras (w) deve respeitar o valor limite w_{lim} estipulado pela norma (0,3 mm para a Classe de Agressividade Ambiental II):

$$w \leq w_{lim} \quad (9)$$

- As variáveis de projeto, altura (h) e base (b), devem ser um número inteiro com as seguintes restrições laterais:

$$h = h_{int} \quad (10)$$

$$b = b_{int} \quad (11)$$

$$25 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm} \quad (12)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm} \quad (13)$$

Com as definições das variáveis de projeto, da função objetivo e das restrições, o problema pode ser matematicamente descrito da seguinte forma:

Minimizar: $C(h, b)$

Sujeito a:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$a \leq 0,10h$$

$$A_s + A_s' \leq 0,04A_c \quad (14)$$

$$a_t \leq a_{tlim}$$

$$w \leq w_{lim}$$

$$h = h_{int}$$

$$b = b_{int}$$

$$25 \leq h \leq 100$$

$$12 \leq b \leq 20$$

Assim, o problema de otimização consiste em encontrar a base (b) e a altura (h) da seção transversal da viga para minimizar o custo (C), respeitando as restrições impostas.

Tabela 1

Custos unitários do concreto, aço e fôrmas

Concreto		
Fonte	Tipo	Preço (R\$/m ³)
94964 - SINAPI 12/2016	C20	258,97
94965 - SINAPI 12/2016	C25	252,39
94966 - SINAPI 12/2016	C30	260,52
MASTERMIX/CARUARU	C35	298,00
94968 - SINAPI 12/2016	C40	299,64
Aço CA-50		
Fonte	Bitola (mm)	Preço (R\$/kg)
-	5	9,47
92760 - SINAPI 12/2016	6,3	9,47
92761 - SINAPI 12/2016	8	9,14
92762 - SINAPI 12/2016	10	7,43
92763 - SINAPI 12/2016	12,5	6,17
92764 - SINAPI 12/2016	16	4,85
Fôrmas		
Fonte	Preço (R\$/m ²)	
92446 - SINAPI 12/2016	119,03	

As etapas do dimensionamento otimizado se encontram na Figura 1. Com uma solução inicial (b e h), determinam-se os parâmetros necessários para calcular a função objetivo e as restrições (Eq. (14)). Na sequência, é verificado se a solução ótima foi encontrada. Caso sim, o processo finaliza, caso contrário, modifica-se a solução, repetindo o processo até convergir para a solução ótima. As áreas de aço são determinadas pelo dimensionamento ao momento fletor e ao esforço cortante, garantindo que os esforços resistentes sejam maiores ou iguais aos esforços solicitantes na seção transversal da viga. As etapas do dimensionamento serão descritas a seguir. Primeiramente, com os dados de entrada, são calculados o vão efetivo, o carregamento e o módulo de elasticidade longitudinal do concreto. Em seguida, são determinados os esforços solicitantes na viga. Com tais esforços, é feito o dimensionamento ao momento fletor e ao esforço cortante, determinando as áreas de aço. Posteriormente, realiza-se o detalhamento das armaduras transversais e longitudinais. Na sequência, determinam-se os parâmetros para a verificação dos Estados Limites de Serviço (ELS): Deformações Excessivas e Aberturas de Fissuras. Por fim, determina-se a arma-

dura de pele (quando necessário) e define-se a ancoragem. Estas etapas se encontram esquematizadas na Figura 1.

Vale ressaltar que para o dimensionamento otimizado realizado neste trabalho, foram adotadas as seguintes considerações:

- Foi considerada a possibilidade de armadura dupla, quando necessário, no dimensionamento ao momento fletor;
- Como mencionado anteriormente, caso seja necessário, foi considerada a possibilidade de utilização de armadura de pele, sendo adotado o diâmetro de 6,3 mm para esse tipo de armadura;
- No detalhamento das armaduras transversais (estribos) foram considerados diâmetros comerciais de até 12,5 mm para o aço CA-50. A escolha do diâmetro e do espaçamento é feita de forma a se aproximar o máximo possível da área de aço calculada, respeitando as imposições da ABNT NBR 6118:2014 [13]. Considera-se a distribuição dos estribos ao longo do vão, sendo detalhadas as regiões dos apoios e trecho central (com armadura transversal mínima);
- No detalhamento das armaduras longitudinais, foram considerados diâmetros comerciais de até 16 mm para o aço CA-50, já que diâmetros maiores são mais comuns em obras de grande porte. A escolha da disposição das barras na seção transversal segue as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 [13]. Primeiramente, tenta-se dispor as barras em uma única camada, de modo a se aproximar ao máximo da área de aço calculada, e quando isso não é possível, a disposição ocorre em várias camadas;
- No cálculo dos deslocamentos máximos, é levada em consideração a possibilidade de adoção de contraflecha, afim de diminuir a flecha total;
- Na determinação da ancoragem das armaduras de tração, tenta-se primeiramente uma ancoragem reta de todas as barras. Quando isso não é possível, são considerados ganchos nas barras da primeira camada. Se a solução com ganchos não for possível, utilizam-se grampos juntamente com os ganchos. A ancoragem das armaduras de compressão e de pele, quando existirem, é do tipo ancoragem reta. A ancoragem dos estribos também é levada em consideração.

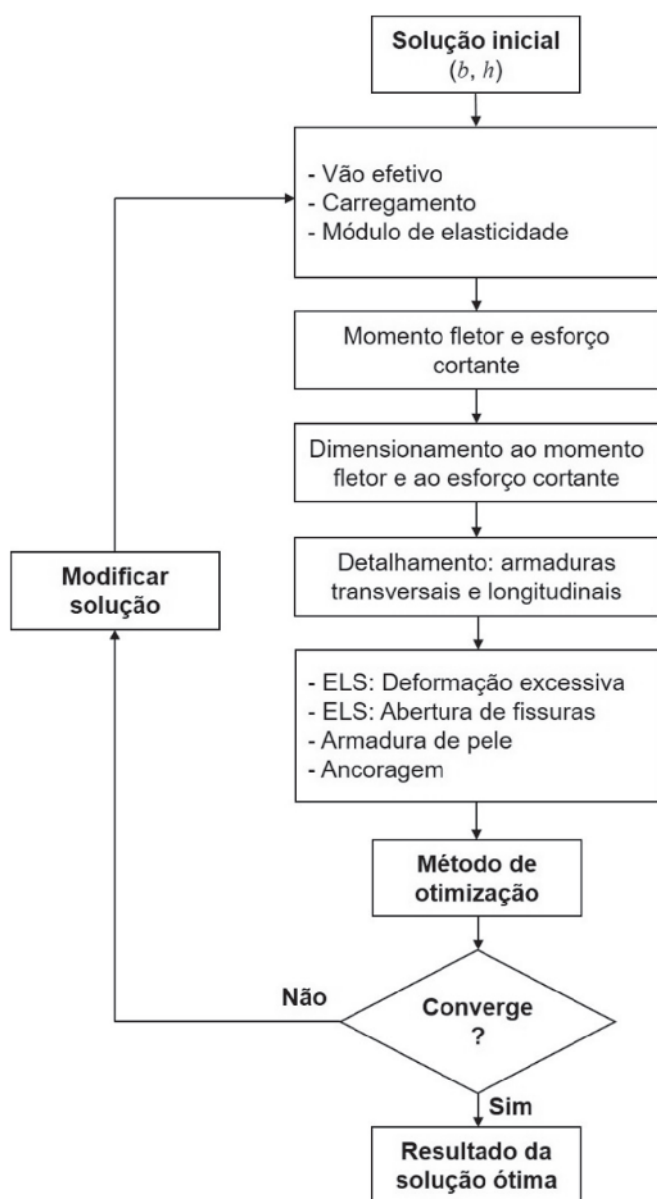


Figura 1 Fluxograma do dimensionamento otimizado da viga

3. Ferramenta de otimização: Analytic Solver Platform

O programa para o dimensionamento otimizado da viga de concreto armado foi implementado em uma planilha do Excel, para utilizar o *Analytic Solver Platform* [15]. Essa ferramenta foi desenvolvida pela *Frontline Systems* [16] para resolver problemas de otimização escritos em planilhas do Excel. Neste trabalho, foi utilizada a versão 2016-R3 do Solver.

Nas células da planilha da caixa de diálogo do Solver são inseridas as informações do problema, tais como: a função objetivo, as variáveis de projeto e as restrições. Na sequência, seleciona-se o método de otimização mais adequado para análise do problema. Existem três métodos de otimização no Solver: o *LP Simplex*, o *GRG Não Linear* e o *Evolutionary*. O método *LP Simplex* é utilizado em problemas de otimização linear [17-18]. O método *GRG Não Linear* é usado para problemas do tipo não linear. Já o método *Evolutionary* é utilizado em problemas do tipo não linear complexos [17]. O método *GRG Não Linear* é baseado no método do Gradiente Reduzido Generalizado, que é uma extensão do método do Gradiente Reduzido para resolver problemas com restrições de desigualdade não linear. [18-19]. O método *Evolutionary* é baseado no método dos algoritmos genéticos que é definido como uma técnica de otimização e busca fundamentada nos princípios da genética e seleção natural [20], sendo bastante aplicado por cientistas e engenheiros para resolver problemas práticos [21].

Para determinar qual é o método mais adequado para a resolução do problema de otimização, o *Solver* dispõe de um recurso chamado *Analyze without Solving*, onde são feitos testes de convexidade para saber o tipo de problema de otimização, e assim utilizar o método mais adequado [22]. Realizando essa análise no presente estudo, constatou-se que se trata de um problema do tipo não suave e não convexo, sendo então utilizado o método *Evolutionary*.

Nas configurações do *Evolutionary*, os valores adotados para o tamanho da população ("Population Size") e taxa de mutação ("Mutation Rate") foram, respectivamente, 100 e 0,075. Na Figura 2, mostra-se a caixa de diálogo "Engine" do *Solver* com os demais parâmetros adotados.

4. Estruturas analisadas

Foram analisadas as seções transversais de vigas de concreto armado, biapoiada em pilares, e submetida a um carregamento uniformemente distribuído. A seção transversal é retangular de largura (b) e altura (h), conforme mostra-se na Figura 3. Os pilares são de seção transversal quadrada, com dimensão de 20 cm. O aço utilizado é de classe CA-50. O cobrimento nominal é de 30 mm, sendo a Classe de Agressividade Ambiental II. Vale salientar que neste estudo não foi considerada a rigidez dos pilares.

Para o estudo das seções transversais das vigas foram analisados a influência dos seguintes parâmetros: os valores do vão livre, do carregamento característico e da classe de resistência característica do concreto. O valor do vão livre foi variado de 2 m a 7 m em incrementos de 0,50 m, o carregamento característico varia de 10 kN/m a 50 kN/m em incrementos de 5 kN/m e a classe de resistência característica à compressão do concreto varia entre 20 MPa e 40 MPa em incrementos de 5 MPa.

5. Resultados e discussões

Com a implementação do dimensionamento da viga e a formulação do problema de otimização na planilha do *Excel*, foram

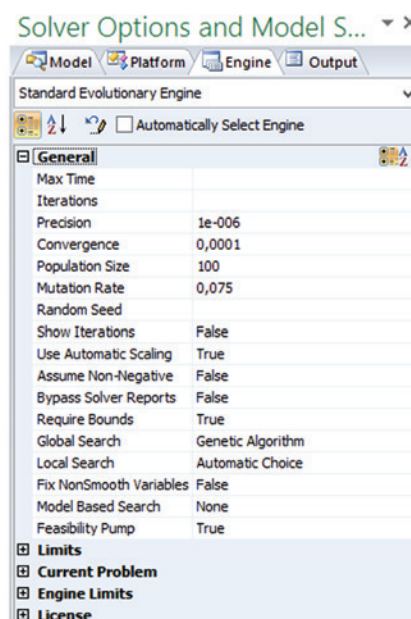


Figura 2
Caixa de diálogo do *Solver*

obtidas diversas seções otimizadas que minimizam o custo da viga. As variáveis de projeto adotadas são a altura e a base da viga. Analisando as combinações dos diferentes valores de vão livre (11 casos), carregamento (9 casos) e resistência característica à compressão do concreto (5 casos), obtêm-se 495 seções otimizadas. Nos próximos itens, apresentam-se os resultados numéricos e as principais conclusões.

5.1 Altura e base das seções otimizadas

Inicialmente, estuda-se como a relação *altura/comprimento do vão*

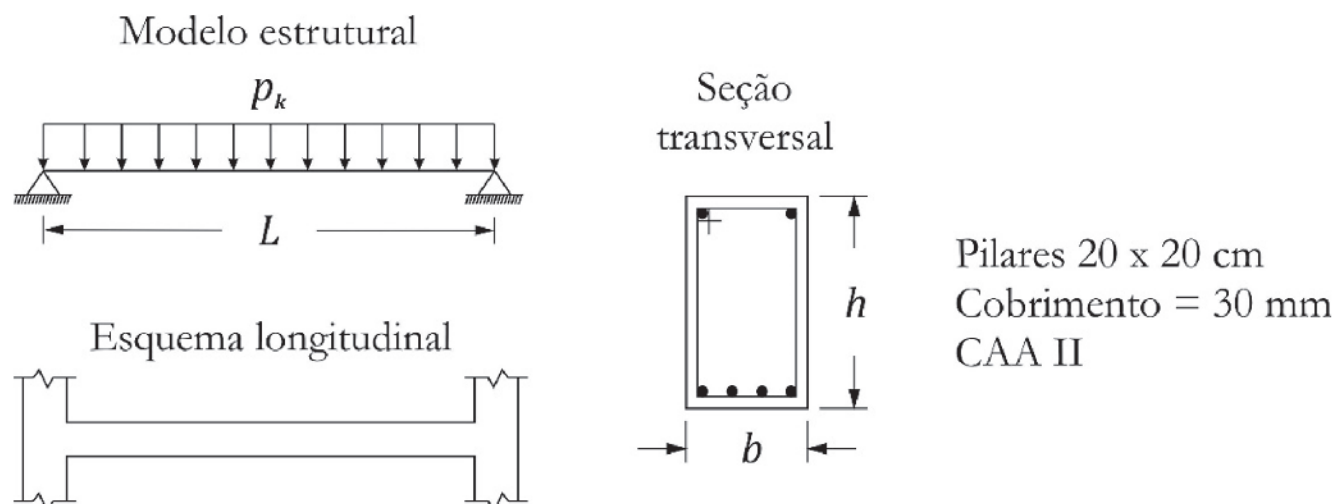


Figura 3
Modelo da viga estudada

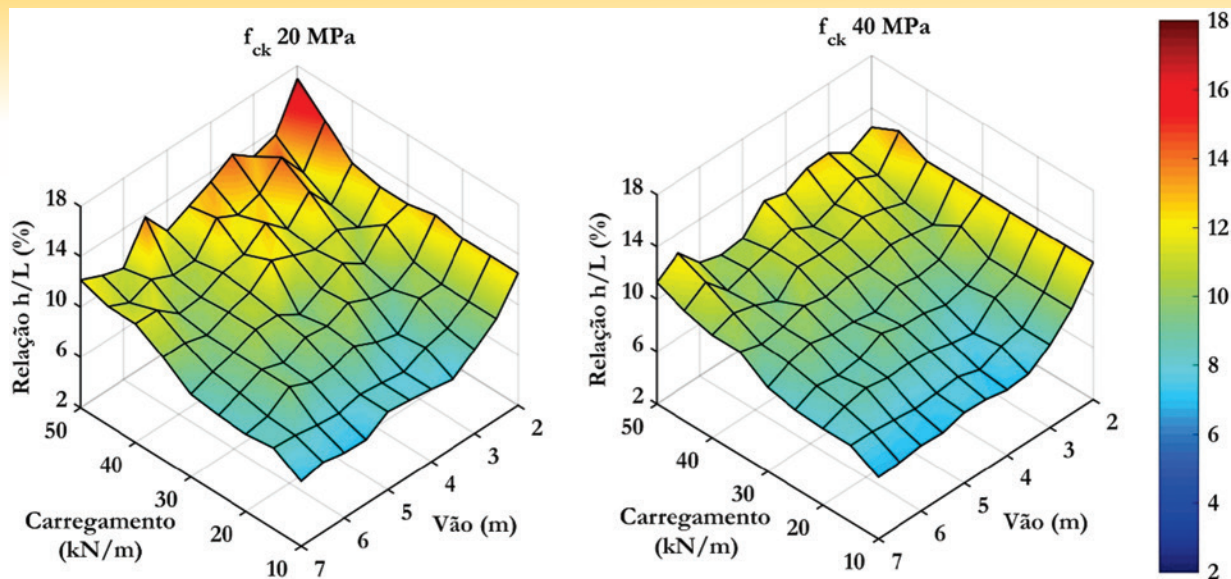


Figura 4
Relação ótima (h/L) por vão e carregamento, para concretos de 20 MPa e 40 MPa

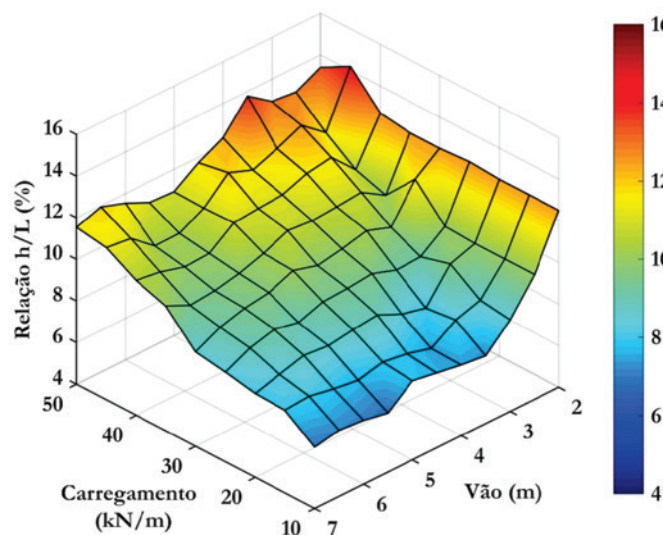


Figura 5
Relação média ótima (h/L)

nas seções otimizadas varia em função do carregamento, do comprimento do vão e da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Posteriormente, realiza-se a mesma análise para a base da viga.

Na etapa de pré-dimensionamento, uma estimativa usual para determinação da altura das seções transversais das vigas de concreto armado é adotar uma relação altura/comprimento do vão em torno de 10%.

Nos casos analisados, observou-se que os valores de (h/L) sofreram pequenas variações com a mudança do f_{ck} . Na Figura 4, apresenta-se apenas a relação altura/comprimento do vão (h/L) para os valores de f_{ck} de 20 MPa e 40 MPa, em função do vão livre e do carregamento. Observa-se que ambas superfícies apresentam comportamento semelhantes, crescendo a relação (h/L), conforme se aumenta o carregamento e diminui o vão. Deve-se observar, que os valores da relação (h/L) variam no intervalo de 7,10% a 17% para o caso de f_{ck} de 20 MPa, diminuindo o máximo valor para 13,50% no caso de f_{ck} igual a 40 MPa. Considerando pequenos vão e carregamentos elevados a relação torna-se maior no caso de f_{ck} igual a 20 MPa, devido à necessidade de uma maior altura para esta configuração.

Nas Figura 5 e Tabela 2, apresentam-se a média aritmética da

Tabela 2
Relação (h/L) por vão livre e carregamento (%)

Vão (m)	Carregamento (kN/m)									Relação média (%)
	10	15	20	25	30	35	40	45	50	
2	12,50	12,50	12,50	12,60	12,50	12,50	12,70	14,20	13,40	12,82
2,5	10,00	10,00	10,00	10,08	11,60	10,08	10,56	11,60	12,80	10,75
3	8,40	8,60	9,60	9,20	9,87	10,80	11,73	12,53	12,93	10,41
3,5	7,26	8,23	8,06	9,14	10,29	10,69	11,54	12,00	13,77	10,11
4	7,40	7,45	8,35	9,55	10,00	10,60	11,10	11,55	12,35	9,82
4,5	7,60	7,78	8,89	9,42	9,78	10,71	11,02	12,00	11,73	9,88
5	7,80	7,96	8,76	9,36	10,12	10,20	10,92	10,88	10,92	9,66
5,5	6,84	7,67	8,58	8,95	9,64	9,82	10,04	10,25	10,98	9,20
6	7,07	7,83	8,70	9,20	9,47	9,57	9,97	10,23	11,53	9,29
6,5	7,17	8,06	8,37	8,89	9,14	9,45	10,31	11,17	11,94	9,39
7	6,94	7,97	8,03	8,31	8,54	10,00	10,49	11,31	11,54	9,24

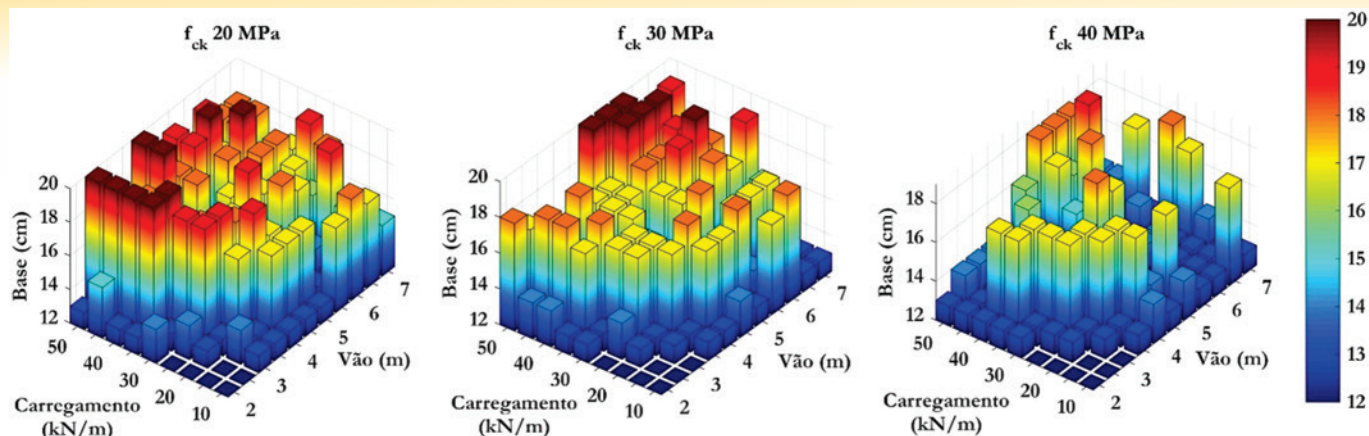


Figura 6

Valores de base ótima, considerando os concretos de f_{ck} 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa

relação (h/L) para cada uma das combinações comprimento do vão e carregamento, considerando os 5 valores de resistência característica à compressão do concreto analisados. Pode-se observar que a relação (h/L) varia entre 6,84% e 14,20% para as diferentes configurações, sendo que das 99 médias aritméticas calculadas, 40 variam entre 9 e 11%, ou seja, esses valores são muito próximos da estimativa usual de 10%. Contabilizam-se 29 valores das relações (h/L) com valores superiores ao 11%, para estes casos a estimativa inicial adotada no pré-dimensionamento empregaria valores inferiores aos valores ótimos.

Na última coluna da Tabela 2, mostra-se a relação média de (h/L) calculada em função do comprimento do vão, observando-se que dos 11 vãos, 10 variam entre 9,20% a 10,75%. Portanto, a relação adotada no pré-dimensionamento convencional pode ser considerada aceitável por ser próxima da relação ótima.

Na Figura 6, mostram-se as dimensões da base da viga otimizada para três resistências características à compressão do concreto (20 MPa, 30 MPa e 40 MPa) em função do carregamento aplicado e do comprimento do vão. Observa-se que a base assume diferentes valores nas diversas situações de vão e carregamento, afim de atender as restrições e os critérios de dimensionamento e detalhamento considerados. Pode-se perceber que a maioria das bases reduzem sua dimensão, conforme aumenta a resistência característica à compressão do concreto, pois o aumento da resistência possibilita uma diminuição nas dimensões da seção transversal, sem comprometer os requisitos de segurança. Além disso, esta diminuição das dimensões da seção transversal, devido ao aumento da resistência característica do concreto, ocorre mais na base pois diminuições na altura da viga poderiam levar ao não atendimento do Estado Limite de Deformação Excessiva (restrição da Eq. (8)).

5.2 Aproveitamento dos materiais nas seções otimizadas

Espera-se que nas seções otimizadas se tenha um grande aproveitamento dos materiais (concreto e aço), já que o objetivo da otimização é a minimização dos custos financeiros. Para avaliar esse aproveitamento, torna-se necessário analisar a deformação do concreto e do aço, como também, os domínios de deformação. Os domínios de deformação representam as diversas possibilidades de ruína da seção, caracterizadas pelas deformações específicas de cálculo do concreto e do aço, que variam entre os domínios 1 ao 5. A flexão simples, a qual está sujeita a viga do pre-

sente estudo, se enquadra dentro dos domínios 2, 3 ou 4. No domínio 2, o concreto não atinge a ruptura e o alongamento do aço tracionado é o máximo permitido (10‰), ocorrendo a ruptura por deformação plástica excessiva do aço. No domínio 3, o concreto comprimido atinge a deformação última de 3,5‰ e o aço tracionado escoou, ocorrendo uma ruptura por esmagamento do concreto. No domínio 4, o concreto atinge a ruptura, porém o aço não escoou, sendo também caracterizada uma ruptura convencional por esmagamento do concreto. O domínio 3 representa uma situação ideal, pois ocorrem o esmagamento do concreto e o escoamento do aço, sendo os materiais (concreto e aço) aproveitados integralmente e a ruína ocorre com avisos prévios (devido as grandes deformações). Em contrapartida, o domínio 4 representa uma situação antieconômica, pois o aço não é utilizado com toda a sua capacidade resistente e a ruptura é frágil. Portanto, procura-se dimensionar a seção transversal de concreto armado no domínio 3 por ser uma situação de economia, sendo o domínio 2 aceitável e o domínio 4 deve ser evitado.

Ressalta-se que, devido às limitações impostas a posição da linha neutra, item 17.2.3 da ABNT NBR 6118:2014 [13], parte do domínio 3 e o domínio 4 não são atingidos [23], conforme apresentado na Figura 7.

Para as seções otimizadas, foram obtidos os domínios de deformação (domínio 2 ou 3) e a deformação dos materiais (aço e concreto). Tais informações são apresentadas nas Figura 8 e Tabela 3.

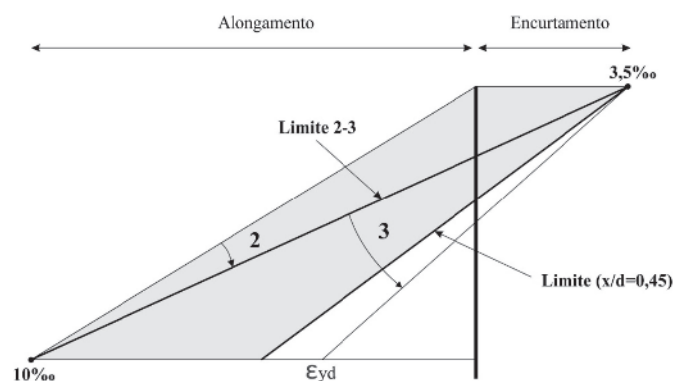


Figura 7

Domínios de deformação possíveis na flexão simples, para f_{ck} menor ou igual a 50 MPa

Tabela 3

Deformações do concreto e do aço nas seções otimizadas

Domínio 2		Domínio 3	
Deformação do concreto (‰)	% de seções ótimas	Deformação do aço (‰)	% de seções ótimas
≤ 1	3,64	≤ 2,5	0,00
1 - 2	18,18	2,5 - 5	52,27
2 - 3	38,18	5 - 7,5	33,86
3 - 3,5	40,00	7,5 - 10	13,87

Conforme apresentado na Figura 8, a maior parte dos casos analisados, encontram-se no domínio 3 (aproximadamente 89% dos casos), enquanto 11% se encontram no domínio 2.

Observa-se na Tabela 3, no domínio 3, cerca de 52,27% das seções possuem a deformação do aço entre 2,5‰ e 5‰, enquanto 33,86% possuem a deformação do aço entre 5‰ e 7,5‰, e 13,87% apresentam a deformação do aço entre 7,5‰ e 10‰.

No domínio 2, de acordo com a Tabela 3, 21,82% das seções possuem a deformação do concreto até 2‰, enquanto 38,18% das seções possuem a deformação entre 2‰ e 3‰, e 40% entre 3‰ e 3,5‰. Portanto, das seções que se encontram no domínio 2, a maior parte apresenta deformações no concreto próximas da deformação máxima de 3,5‰. Mesmo não estando no domínio 3, tais seções também apresentam um grande aproveitamento dos materiais devido as grandes deformações do concreto.

5.3 Custos das seções otimizadas

Para avaliar as vantagens econômicas das seções otimizadas, foram determinados os custos considerando as dimensões da altura e base obtidos no programa implementado (solução ótima), e com a altura estimada em 10% do vão e base igual a 20 cm (solução convencional). Com esses custos, foi determinada a economia das seções otimizadas em relação as seções pré-dimensionadas, conforme o procedimento convencional.

Na Tabela 4, apresentam-se as porcentagens de seções nas fai-

xas de economia obtidas, comparando a solução otimizada com a solução convencional. Observa-se que mais de 55% das seções otimizadas apresentam uma economia no intervalo de 10% a 40%. Aproximadamente 15% das seções apresentam uma economia inferior a 5%, uma vez que a altura estimada se aproxima consideravelmente da altura ótima. Entre os casos analisados, a maior economia obtida para uma seção transversal otimizada foi aproximadamente de 39%.

Nas Figuras 9 e 10 apresentam-se os custos dos materiais (concreto, aço e fôrmas) e o custo total das vigas otimizadas, respectivamente, para as resistências características à compressão do concreto de 20 MPa e 40 MPa, em função do carregamento aplicado e do comprimento do vão. Observa-se que os máximos custos são obtidos no caso de f_{ck} igual a 20 MPa, pois com uma resistência menor são necessárias seções com dimensões maiores para proporcionar uma rigidez adequada. Verifica-se também que os custos são maiores nas situações de vão e carregamento elevados, pois nessas situações são necessárias maiores dimensões da seção transversal e áreas de aço para suportar os esforços solicitantes.

Para analisar a influência das parcelas de custos relacionadas com o concreto, o aço e as fôrmas no custo total da viga, foram obtidos os custos médios desses materiais para todos os casos analisados.

Na Figura 11, mostram-se as porcentagens dos custos dos materiais no custo total das seções otimizadas. Observa-se que a parcela de custo com fôrmas representa 66% no custo total, enquanto a parcela de aço representa 25% e de concreto 9%. Deve-se ressaltar que o intervalo de variação percentual com relação ao custo total referente a fôrmas é de aproximadamente 50% a 79%, para o aço de 12% a 41%, e para o concreto de 7% a 13%.

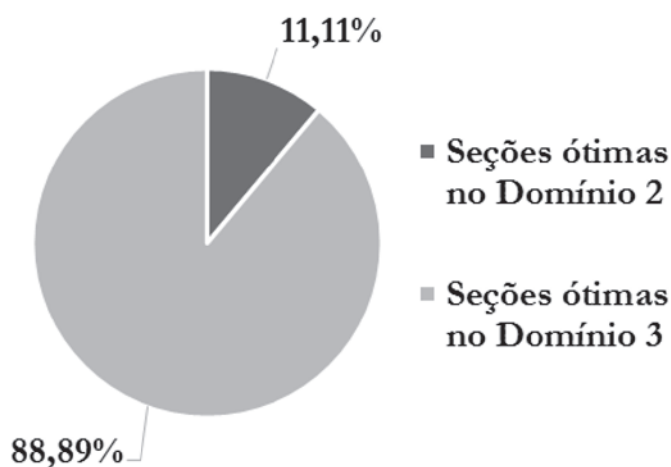
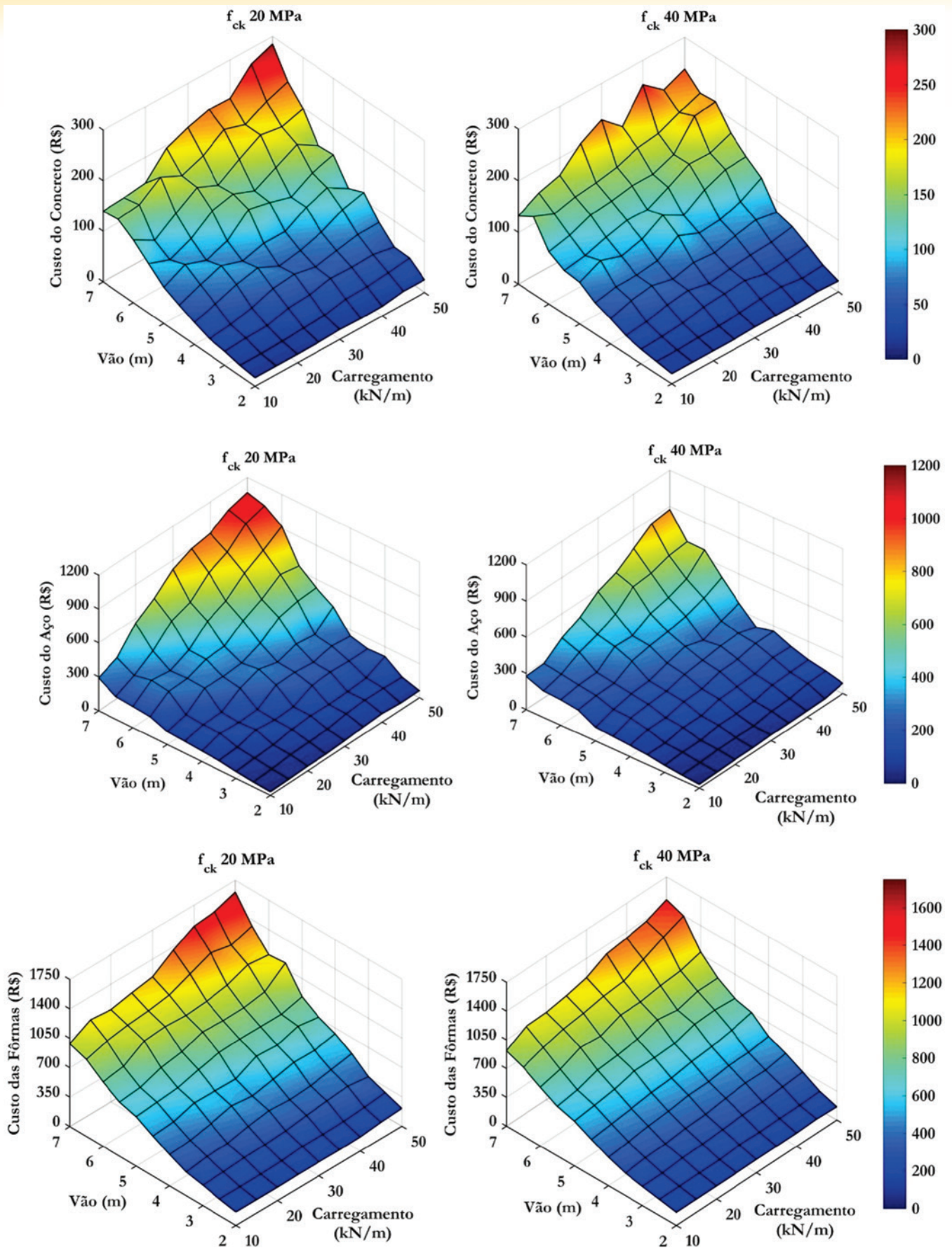


Figura 8
Porcentagem de seções otimizadas nos domínios 2 e 3

Tabela 4

Economia das seções otimizadas, em relação as seções pré-dimensionadas, conforme o procedimento convencional

Economia (%)	% de seções ótimas
≤ 5	14,96
5 - 10	27,57
10 - 15	17,60
15 - 20	15,54
20 - 25	10,26
25 - 30	9,09
30 - 35	3,81
35 - 40	1,17

**Figura 9**

Custos (R\$) dos materiais (concreto, aço e fôrmas) nas seções otimizadas, para concretos de 20 MPa e 40 MPa

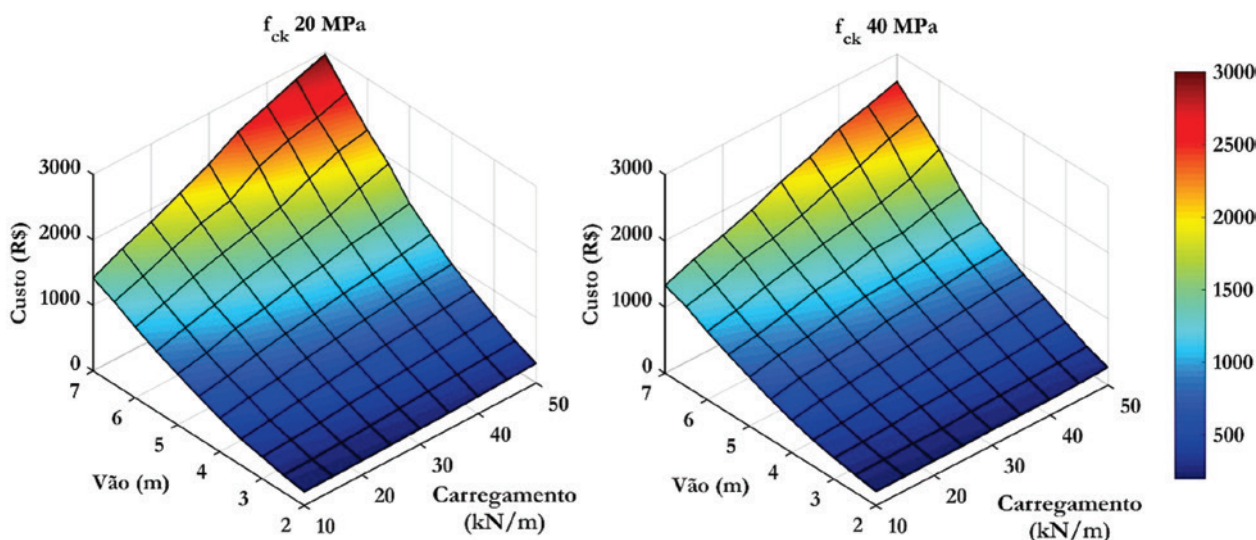


Figura 10
Custo total (R\$) nas seções otimizadas, para concretos de 20 MPa e 40 MPa

É importante destacar que as porcentagens dos custos, apresentadas acima, são referentes ao problema de otimização formulado com os custos unitários da Tabela 1. Vale ressaltar que valores de custos unitários diferentes produzirão outros resultados ótimos, respeitando as restrições impostas ao problema.

6. Conclusões

As vigas de concreto armado são elementos estruturais bastante comuns na construção civil. Sendo assim, reduções em seus custos podem trazer significativa economia para este setor. Neste trabalho, foram implementadas técnicas de otimização, utilizando a ferramenta *solver*, ao processo de dimensionamento de vigas de concreto armado, seguindo os preceitos da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014. Foi minimizado o custo total (concreto, aço e fôrmas) de vigas de concreto armado, considerando-se como variáveis de projeto a altura e a base da seção transversal da viga.

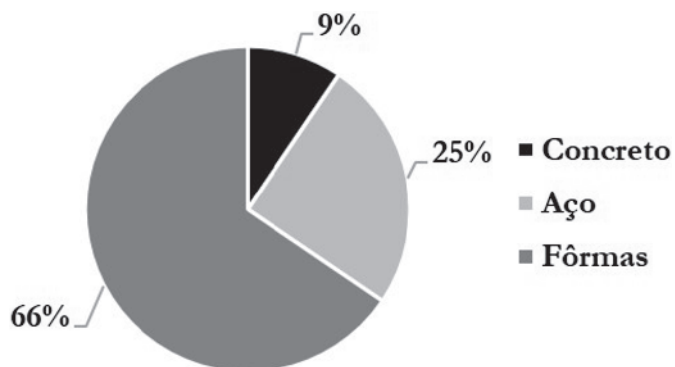


Figura 11
Porcentagem dos custos dos materiais no custo total das seções otimizadas

A seguir, são apresentadas as conclusões do estudo de otimização de vigas de concreto armado, considerando 11 comprimentos dos vãos, 9 carregamentos e 5 resistências características à compressão do concreto:

- A estimativa de altura da viga, de 10% do vão livre, pode ser considerada, de modo geral, uma boa estimativa, já que se aproxima da relação de altura ótima por vão;
- Por trazerem uma economia bastante significativa nos custos, as seções otimizadas se mostram vantajosas em relação as seções pré-dimensionadas, conforme o procedimento convencional, com a altura estimada em 10% do vão e base igual a 20 cm. Como visto nos resultados, essa economia pode ser da ordem de 35%;
- De fato, as seções otimizadas apresentam um grande aproveitamento dos materiais (concreto e aço), pois grande parte das mesmas estão no domínio 3, e mesmo as que estão no domínio 2 apresentam grandes deformações (próximas das deformações últimas);
- Na composição dos custos financeiros, observa-se que o custo com fôrmas representou a maior porcentagem no custo total das seções otimizadas, seguida do aço e do concreto, respectivamente. Tal resultado é referente ao problema de otimização formulado para vigas de concreto armado, com os custos unitários da Tabela 1, podendo variar para outros custos e elementos estruturais diferentes.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem a *Frontline Systems* por disponibilizar uma versão educacional do *Analytic Solver Platform* para a realização deste estudo.

A CAPES pela ajuda financeira ao projeto de pesquisa.

8. Referências bibliográficas

[1] LOPES, A.F.O., BONO, G.F.F., BONO, G. Análise Numérica Comparativa entre Lajes Maciças e Nervuradas com diferentes

- tipos de Materiais de Enchimento. *Mecânica Computacional*, v.XXXII, 2013; p.3483-3495.
- [2] LOPES, A.F.O., BONO, G.F.F., BONO, G. Análise entre Lajes Nervuradas Moldadas no local e Lajes Pré-fabricadas Treliçadas. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 57º, Bonito, 2015, Anais.
- [3] GALEB, A. C. Optimum design of reinforced concrete rectangular beams using simulated annealing. *The Iraqi Journal For Mechanical And Material Engineering*, Edição especial, 2009.
- [4] GUERRA, A., KIOUSIS, P.D. Design optimization of reinforced concrete structures. *Computers and Concrete*, v.3, n.5, 2006; p.313-334.
- [5] ALGEDRA, M., ARAFA, M., ISMAIL M. Optimum Cost of Prestressed and Reinforced Concrete Beams using Genetic Algorithms. *Journal of Artificial Intelligence*, v.4, n.1, 2011; p.76-88.
- [6] SINGH, B., RAI, H.S. Optimisation of RCC Beam. *International Journal of Engineering, Business and Enterprise Applications*, ed.9, v.1, 2014; p.21-34.
- [7] MAIA, J.P.R. Otimização estrutural: estudo e aplicações em problemas clássicos de vigas utilizando a ferramenta Solver, São Carlos, 2009, Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, 83 p.
- [8] KRIPKA, M., PAGNUSSAT, R. Parâmetros para o dimensionamento otimizado de vigas de concreto armado. *Revista Técnica*, ed.160, julho/2010.
- [9] BHALCHANDRA, S.A., ADSUL, P.K. Cost Optimization Of Doubly Reinforced Rectangular Beam Section. *International Journal of Modern Engineering Research*, ed.5, v.2, 2012; p.3939-3942.
- [10] RAHMANIAN, I., LUCET Y., TESHAMARIAM S. Optimal design of reinforced concrete beams: A review. *Computers and Concrete*, v.13, n.4, 2014; p.457-482.
- [11] JUNIOR, F.H.M.M., OLIVEIRA, D. M. Otimização de vigas de concreto armado com seção retangular submetidas à flexão normal simples. *Construindo*, Belo Horizonte, v.6, n.1, 2014; p.51-57.
- [12] FRAGA, J.L.T., KRIPKA, M. Projeto Estrutural de Vigas de Concreto Armado visando a Minimização do Impacto Ambiental. *Revista de Engenharia e Tecnologia*, v.7, n.1, 2015; p.123-131.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2014, 238 p.
- [14] SINAPI – SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. Caixa Econômica Federal, Dezembro, 2016.
- [15] <<https://www.solver.com/analytic-solver%C2%AE-platform>>.
- [16] <<https://www.solver.com/>>.
- [17] FRONTLINE SOLVERS. Excel Solver Help. Disponível em <<http://www.solver.com/excel-solver-help>>. Acesso em 17 de março. 2016.
- [18] LUENBERGER, D.G., YE, Y. *Linear and Nonlinear Programming*. New York: Springer, 3ed, 2008.
- [19] ARORA, J.S. *Introduction to Optimum Design*. Elsevier Academic Press, 3ed, 2012.
- [20] HAUPT, R.L., HAUPT, S.E. *Practical Genetic Algorithms*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2ed, 2004.
- [21] MELANIE, M. *An Introduction to Genetic Algorithms*. MIT Press, 1996.
- [22] RAGSDALE, C. T. *Modelagem de planilha e Análise de Decisão: uma introdução prática a business analytics*. São Paulo: Cengage Learning, 2014.
- [23] CARVALHO, R. C.; FILHO, J. R. de F. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014*. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation

Algoritmo computacional para verificação de seções de concreto armado em situação de incêndio



E. P. G. PADRE ^a
elderpadre@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-9650-7284>

J. C. L. RIBEIRO ^a
jcarlos.ribeiro@ufv.br
<https://orcid.org/0000-0003-4069-7001>

R. C. S. S. ALVARENGA ^a
in memorian

R. C. SILVA ^a
recsilva@ufv.br
<https://orcid.org/0000-0003-4908-9555>

Abstract

Reinforced concrete structures may have reduced strength due to the degradation of their mechanical properties by temperature. This can increase the risk of structural collapses. Thus, the structural design should consider its behavior at room temperature and in fire situation (ABNT NBR 14432:2001). This study presents the development of an algorithm to verify the strength of any reinforced concrete sections subjected to unsymmetrical bending at room temperature and in fire situation. For this purpose, a stress integration algorithm was implemented from the strain profile of the section according to ABNT NBR 15200:2012, linked to a finite element mesh generator and a thermal analysis algorithm. For validation of the developed program, called Pisafo, the results obtained were compared with those in the technical literature: obtained in experiments (with differences of up to 28.5%) and with recognized software solutions (with differences of up to -14.8%). The largest variations in relation to the experiments can be attributed to the differences between the thermal properties of the concrete in the experiments with those prescribed in the technical standards used by the program and the non-consideration of spalling in the computational analysis.

Keywords: reinforced concrete, fire, design, unsymmetrical bending, computational algorithm.

Resumo

As estruturas de concreto armado podem ter sua capacidade resistente reduzida devido à degradação de suas propriedades mecânicas com a temperatura, aumentando o risco de colapsos estruturais. Assim, o dimensionamento de uma estrutura deve considerar seu comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio (ABNT NBR 14432:2001). Neste trabalho, apresenta-se o desenvolvimento de um algoritmo para verificação da resistência de seções quaisquer de concreto armado à flexão composta oblíqua em temperatura ambiente e em incêndio. Para isso, implementou-se um algoritmo integrador de tensões a partir do perfil de deformações da seção segundo a ABNT NBR 15200:2012, vinculado com um gerador de malhas de elementos finitos e com um algoritmo de análise térmica. Na validação do programa desenvolvido, denominado Pisafo, compararam-se os resultados obtidos com os apresentados na literatura: obtidos em experimentos, com diferenças de até 28,5%, e com programas consagrados, com diferenças de até -14,8%. As maiores variações em relação aos experimentos podem ser atribuídas às diferenças entre as propriedades térmicas do concreto nos experimentos com as prescritas em normas utilizadas no programa e à não consideração do *spalling* na análise computacional.

Palavras-chave: concreto armado, incêndio, verificação, flexão composta oblíqua, algoritmo computacional.

^a Federal University of Viçosa, Department of Civil Engineering, Viçosa, MG, Brazil.

1. Introduction

According to Brushlinsky *et al.* [1], in 2014, in 23 countries surveyed, there were recorded a total of 819,265 fires in buildings, involving thousands of people injured and killed, as well as a financial loss of millions of dollars caused by the fires.

To avoid further material losses and especially lives, research in the field of fire has intensified more and more. Experiments with the goal of investigating the behavior of reinforced concrete elements subjected to high temperatures [2, 3, 4, 5], researches for the analysis of thermal and thermomechanical problems of structures [6, 7, 8, 9], studies that have investigated and provided simplified [10, 11, 12, 13, 14] and alternative [15, 16, 17] methods for design and verification of reinforced concrete elements have been performed in recent times.

Studies on design up to that time were limited to analyzing rectangular sections of reinforced concrete in fire situation, comprising only normal composite bending. Therefore, there is a deficiency in the general treatment of composite bending (normal and unsymmetrical) for its application in other sections, such as T, L and circular sections, widely used today as columns in tall buildings.

In order to evaluate a structure in fire situation, it is necessary first to understand the fire phases, compartment geometry, type of combustible material, type of masonry coating and degree of ventilation, according to Silva [18]. Only then it is possible to select a fire curve [19, 20, 21, 22] suitable for the good simulation of the reinforced concrete structure.

The main advantage of reinforced concrete is that many buildings with this type of structure that suffered serious fires could be restored and put back into use [23], such as the Santos Dumont airport building in Rio de Janeiro - Brazil [24]. Due to a slow heat transfer, the internal region of the cross-sections of reinforced concrete does not reach the high temperatures of the faces exposed to fire, remaining with lower temperatures and, therefore, greater mechanical strength [25]. This characteristic provides a good degree of rehabilitation to concrete structures.

In relation to the decay of mechanical properties of the concrete with the temperature, this can be attributed to the physical-chemical changes in the cement paste and in the aggregates, and to the difference in the thermal deformations between these [26]. In

this way, the greater problems caused in the reinforced concrete structure occur at temperatures in the range of 500 °C to 600 °C [27]. It is within this range that the steel of the reinforcement rapidly loses its tensile strength.

An important phenomenon that occurs in structural elements of reinforced concrete in fire situation is the spalling, which causes loss of the resistant area due to the concrete disintegration [28]. Spalling can be manifested as pop-out, from an aggregate, due to the differential thermal deformations between the aggregate and the concrete matrix (Figure 1.a); as sloughing as shown in Figure 1.b; or as explosive spalling, Figure 1.c.

There are several reasons that influence the occurrence of spalling: moisture content, porosity and permeability of concrete, stress conditions, type of aggregate used in concrete, section of the element, concrete cover used and rate of heating [29, 30]. Each factor mentioned has its peculiarities and can act increasing or decreasing the probability of occurrence of this phenomenon in the concrete.

Some researchers have already observed that the moisture content has a great influence on the internal temperature of the concrete elements, besides directly interfering with the pore-pressure developed during the heating process [31]. Deeny *et al.* [32] emphasize the importance of the implementing fully coupled hygro-thermo-mechanical models for an accurate evaluation of spalling, but highlight the great variability that the numerical results can present in relation to experimental data.

Thus, by knowing the effects of fire, it is necessary to consider the changes in the thermal and mechanical properties of concrete and steel due to the temperature increase in these materials. The thermal properties required for thermal analysis of the materials composing the reinforced concrete are the specific mass, influenced by the water loss of the concrete matrix and by the volume variation due to material expansion, specific heat and thermal conductivity [29]. With respect to the main mechanical properties of the materials composing the reinforced concrete, it can be mentioned the modulus of elasticity, the tensile and compressive strength and the stress-strain relationships [29].

In this context, there are no studies on the development of an algorithm for the verification of the strength of any sections of reinforced concrete when subjected to unsymmetrical bending. Thus, this study aimed to present a computational algorithm capable of



(a) Pop-out



(b) Sloughing



(c) Explosive spalling

Figure 1
Types of spalling in concrete

Source: www.google.com

numerically simulating, in 2D, the temperature distribution in reinforced concrete sections in fire situation, following any fire curve (temperature × time), and to verify its resistance subjected to unsymmetrical bending. In addition, with this algorithm it is possible to construct the $M_y \times M_x$, $M_x \times N$ and $M_y \times N$ interaction diagrams of concrete cross-sections for various fire exposure times. Importantly, the algorithm shown in this research encloses an alternative method of design, not considering the influence of spalling and thermal deformations of the materials on the strength capacity of the elements evaluated.

2. Material and methods

The computational algorithm developed in this study, called *Pisafo*, corresponds to the mechanical analysis, a stress integration from the cross-section strain profile, directly coupled to a finite element mesh generator and to a thermal analysis algorithm. Each of these modules is described in the following items.

2.1 Mesh generation

To generate the finite element mesh, *Pisafo* uses the algorithm of the *EasyMesh* mesh generator [33], with its converted code from C++ (its default language) to Delphi, by Bitencourt [34].

EasyMesh is a freeware two-dimensional mesh generator for three-node linear triangular elements developed at MIT. It allows to generate an unstructured mesh with or without holes, and it is also possible to perform a localized refinement or coarsening of the mesh.

EasyMesh uses the Delaunay triangulation, the Laplace smoothing, and has a relaxation method to avoid creating nodes surrounded by more than 7 and less than 5 elements.

2.2 Thermal analysis

For thermal analysis, *Pisafo* uses the thermal analysis algorithm of *Thersys*, also developed in Delphi by Ribeiro [7]. This algorithm performs transient and nonlinear thermal analysis for two-dimensional and three-dimensional elements of any geometry, considering several fire curves and the thermal properties of the materials. The temperature of the structural elements is determined by the differential heat transfer formulation adapted to the Finite Element Method, based on a fire curve and dependent on the boundary conditions.

2.2.1 Mechanisms of heat transfer

For the simulation of a fire, there is a combined action of the three mechanisms of heat transfer: conduction (in the domain), convection and radiation (in the boundary).

a) Conduction

In conduction, energy is propagated through molecular agitation within a body or environment (solid, liquid or gaseous), or between different bodies in physical contact. The heat transfer by conduction is given by the Fourier law according to Equation (1):

$$\lambda \nabla^2 \theta + Q = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{1}$$

where λ is the thermal conductivity of the material ($W/(m^{\circ}C)$), ∇ is the differential operator (gradient), θ is the material temperature ($^{\circ}C$), Q is the heat flux generated inside the material (W/m^3), ρ is the specific mass of the material (kg/m^3), c is the specific heat of the material ($J/(kg^{\circ}C)$), t is the time (s) and $\partial\theta/\partial t$ is the temperature gradient in time.

b) Convection

Convection is a mechanism of heat transfer through the movement of a fluid or between it and solid surfaces (where the fluid corresponds to the heated gases and the solid is the structural element). When convection currents form due to the difference in density (and temperature) between masses of gases, natural convection occurs. If these currents are caused by external reasons, forced convection is considered.

The convection heat flux is determined by Newton's law of cooling, according to Equation (2):

$$q = \alpha_c (\theta_s - \theta_f) \tag{2}$$

where q is the convective heat flux emitted by the surface per unit area (W/m^2), α_c is the coefficient of heat transmission by convection ($W/(m^2^{\circ}C)$), θ_s is the surface temperature of the solid ($^{\circ}C$) and θ_f is the average temperature of the fluid ($^{\circ}C$).

c) Radiation

The transfer of heat by radiation occurs through the propagation of electromagnetic waves due to the diffusion of the flames. As these waves can propagate in a vacuum, unlike conduction and convection, no contact between bodies is required. In addition, heat transmission through radiation has its maximum efficiency in the vacuum [8]. The maximum flow of radiant heat that can be emitted by the surface is calculated by Equation (3) developed by an experiment carried out by Josef Stefan in 1879 and, analytically, by Ludwig Boltzmann in 1884, called the Stefan-Boltzmann law:

$$q = \varepsilon_{res} \sigma (\theta_s^4 - \theta_f^4) \tag{3}$$

where q is the net heat flux emitted by radiation (W/m^2), ε_{res} is the resultant emissivity of the heated surface, σ is the Stefan-Boltzmann constant of proportionality equal to 5.6697×10^{-8} ($W/(m^2K^4)$), θ_s is the absolute surface temperature of the solid (Kelvin) and θ_f is the average absolute temperature of the fluid (Kelvin).

Thersys allows several boundary conditions, of which *Pisafo* inherits basically two types, combining convection and radiation, according to Equation (4):

- surfaces with cooling, where θ_f is the room temperature;
- fire surfaces, where θ_f is the temperature of hot gases.

$$q = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_c (\theta_s - \theta_f) + \varepsilon_{res} \sigma (\theta_s^4 - \theta_f^4) = \alpha (\theta_s - \theta_f) \text{ in } \Gamma_q \tag{4}$$

where $\partial\theta/\partial n$ is the surface temperature gradient and α is the convective-radiative coefficient.

In addition to these cases, the boundary condition in which the surface is isolated (adiabatic) is also possible. In this way, there is no heat transfer between the structure and the gases.

2.2.2 Structure of Thersys

The program *Thersys* was elaborated using the concept "object oriented" with the aim of facilitating maintenance and additions in

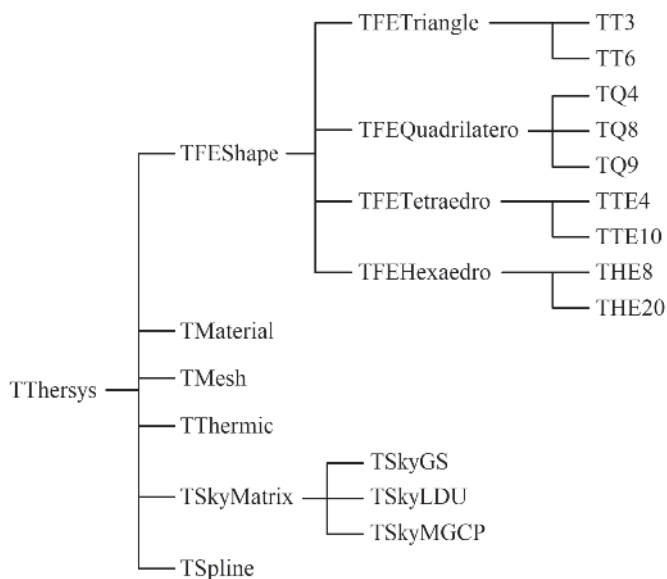


Figure 2
Structure of the program Thersys in classes [7]

the code [7]. The structure of the program can be seen in Figure 2. The program *Pisafo* inherits from *Thersys* the classes *TFEShape*, *TThermic* and *TSKYMatrix*, that allow to perform the thermal analysis. The *TSpline* class acts as a secondary class to manage interpolation of user-supplied data in the form of tables.

The class *TFEShape* manages the class *TFETriangle* that contains the Gaussian quadrature tables, calculates the Jacobian and the Cartesian derivatives. It also has the form functions and the local derivatives (class *TT3*) for the finite element generated by the *EasyMesh* algorithm.

The class *TSkyMatrix* solves the system of equations. It manages the stiffness matrix and makes the call available to the *TSkyLDU* (Cholesky factorization) solution algorithm.

The class *TThermic* manages the data and the coefficients of the thermal problem, calculates all the thermal matrices, vectors of nodal flows and performs thermal analysis using an iterative and incremental algorithm [7].

2.3 Mechanical analysis

The stress/strain profile integration algorithm for obtaining the interaction diagrams of concrete cross-sections comprises the following steps:

a) center of gravity of the cross section.

The total area of the cross section and the static moments of area around the x and y axes can be obtained by Gaussian quadrature according to Equations (5), (6) and (7), respectively. The coordinates of the center of gravity are given by Equations (8) and (9):

$$A_t = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} |J| w \tag{5}$$

$$Q_x = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} y_p |J| w \tag{6}$$

$$Q_y = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} x_p |J| w \tag{7}$$

$$x_g = Q_y / A_t \tag{8}$$

$$y_g = Q_x / A_t \tag{9}$$

where A_t is the total area of the section, $nelem$ is the number of elements in the mesh, npg is the number of Gauss points in the element, $|J|$ is the determinant of the Jacobian matrix at the Gauss point, w is the weight of the Gauss point in the quadrature, Q_x is the static moment of area around the x-axis, y_p is the coordinate y of the Gauss point, Q_y is the static moment of area around the y-axis, x_p is the coordinate x of the Gauss point, x_g and y_g are the coordinates of the center of gravity.

b) distances for the calculation of the strain profile

The distances for calculating the strain profile are illustrated in Figure 3. Given the angle (β) that the neutral line makes with the x-axis, it is necessary to identify the highly compressed edge of the concrete section farthest from the center of gravity (x_{cc}), the tensioned edge of the concrete section farthest from the center of gravity (x_{ct}) and the tensile reinforcement bar farthest from the center of gravity (x_{rt}).

In order to calculate these distances, one must first obtain the coordinates (x_β and y_β) of the unit vector perpendicular to the neutral line (NL), according to Equations (10) and (11):

$$x_\beta = \cos(\beta + 90^\circ) \tag{10}$$

$$y_\beta = \sin(\beta + 90^\circ) \tag{11}$$

The calculation of distances is done by projecting the position vector (with origin at the center of gravity) of each edge of the cross-section and the reinforcements in the direction of the unit vector perpendicular to the neutral line, according to Equation (12):

$$d_i = (x_i - x_g) x_\beta + (y_i - y_g) y_\beta \tag{12}$$

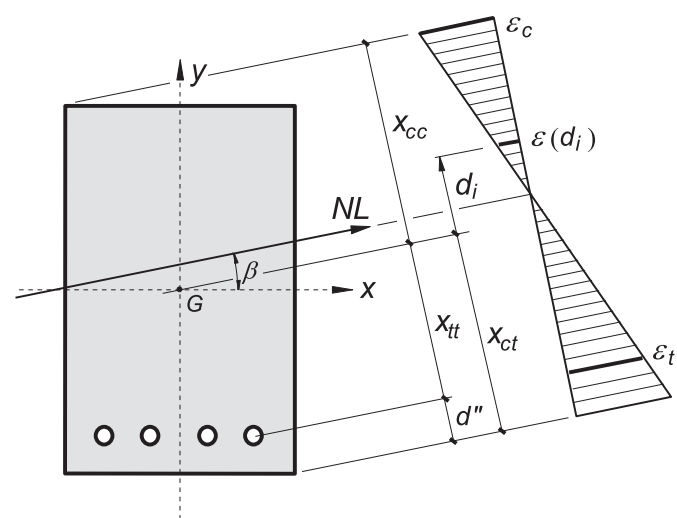


Figure 3
Distances in a section considering the neutral line at an β angle to the x-axis

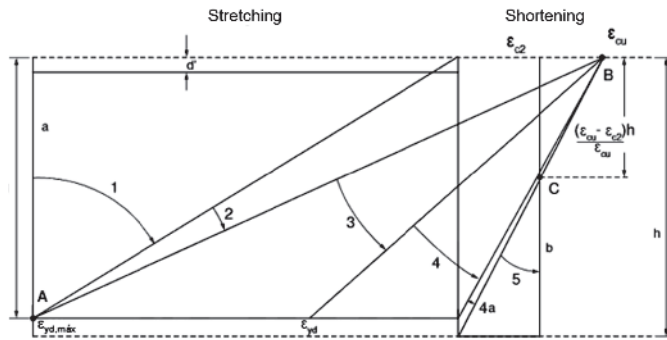


Figure 4
Domains of strain at the ultimate limit-state according to ABNT NBR 6118:2014 [35]

where x_i and y_i are the coordinates of the point under analysis and d_i is the distance from that point to the center of gravity (G), measured perpendicular to the neutral line.

c) strain limits for concrete (ϵ_c) and reinforcement (ϵ_r)

After determining the maximum steel strain ($\epsilon_{y,d,max}$) according to the steel type and its temperature [35, 36], the strains ϵ_c and ϵ_r , shown in Figure 3, are calculated. These strains are obtained in function of the variable δ , from the definition of the strain domains at the ultimate limit state (Figure 4) and their fractions, according to Equation (13).

$$\delta = \begin{cases} 0 & \rightarrow \text{line a} \\ 0 < \delta \leq 10 & \rightarrow \text{domain 1} \\ 10 < \delta \leq 20 & \rightarrow \text{domain 2} \\ 20 < \delta \leq 30 & \rightarrow \text{domain 3} \\ 30 < \delta \leq 40 & \rightarrow \text{domain 4} \\ 40 < \delta \leq 50 & \rightarrow \text{domain 4a} \\ 50 < \delta < 60 & \rightarrow \text{domain 5} \\ 60 & \rightarrow \text{line b} \end{cases} \quad (13)$$

d) strain at Gauss points in the finite element mesh

The strain at a Gauss point of the mesh can be obtained by the Strain Compatibility Method, considering a similarity of triangles based on the strains of the regions defined by the coordinates x_{cc} (ϵ_c) and x_{tt} (ϵ_t), according to Equation (14) and Figure 3:

$$\epsilon(d_i) = \frac{\epsilon_c(x_{tt} + d_i)}{x_{cc} + x_{tt}} + \frac{\epsilon_t(x_{cc} - d_i)}{x_{cc} + x_{tt}} \quad (14)$$

where d_i is the distance from the Gauss point to the center of gravity of the section, measured perpendicular to the neutral line, and obtained as a function of its coordinates (x_i, y_i) from Equation (12).

e) stress at Gauss points

The calculation of the stress at each Gauss point of the mesh from

Table 1
Parameters for the parabola-rectangle diagram of ABNT NBR 6118:2014 [35] according to the concrete class

Parameters	< C50	C50 to C90
ϵ_{c2} (‰)	2.0	$2.0 + 0.085 (f_{ck} - 50)^{0.53}$
ϵ_{cu} (‰)	3.5	$2.6 + 35 ((90 - f_{ck})/100)^4$
n	2.0	$1.4 + 23.4 ((90 - f_{ck})/100)^4$

the strain profile is performed considering the parabola-rectangle diagram presented by ABNT NBR 6118:2014 [35] or the diagram indicated by ABNT NBR 15200:2012 [36], and for the reinforcement, the simplified diagram presented by Moreira *et al.* [17] or the diagram indicated by ABNT NBR 15200:2012 [36].

- concrete

The stress-strain diagram of the concrete at high temperatures is obtained by the third-order Popovics equation indicated by ABNT NBR 15200:2012 [36] and by EN 1992-1-2:2004 [29], according to Equation (15).

$$\sigma_{c,\theta} = f_{ck} k_{c,\theta} \frac{3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (15)$$

where $\sigma_{c,\theta}$ is the compressive stress value of the concrete at high temperature, f_{ck} is the characteristic strength of concrete at room temperature, $k_{c,\theta}$ is the concrete strength reduction coefficient for high temperatures [36], $\epsilon_{c,\theta}$ is the specific linear strain of concrete at high temperature, Equation (14), and $\epsilon_{c1,\theta}$ is the specific linear strain corresponding to the maximum compressive strength of the concrete at high temperature [36].

Alternatively to the diagram proposed by ABNT NBR 15200:2012 [36], according to previous studies conducted by Albuquerque *et al.* [15] and Moreira *et al.* [17] with satisfactory results, it can be used the parabola-rectangle diagram of ABNT NBR 6118:2014 [35], considering the strength of concrete adapted to high temperatures, as follows:

$$\sigma_{c,\theta} = \begin{cases} f_{ck} k_{c,\theta} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right], & \text{for } 0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{c2} \\ f_{ck} k_{c,\theta}, & \text{for } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (16)$$

in which ϵ_{c2} is the specific compressive strain of the concrete at reaching the maximum strength, and ϵ_{cu} is the ultimate compressive strain (rupture), both indicated in Table 1.

- reinforcement (steel)

The stress-strain diagrams of the passive reinforcement bars at high temperatures can be elaborated from the equations indicated by ABNT NBR 15200:2012 [36].

Alternatively, it can be used the simplified diagram proposed in ABNT NBR 6118:2014 [35], with the expressions also adapted for high temperatures. Although this diagram is valid only for the temperature range between -20°C and 150°C, in previous studies by Soares [12], Castro [37] and Moreira *et al.* [17] this diagram was used to calculate structures in fire situation and the results were satisfactory.

For this diagram, the steel yield strain at high temperatures is given by:

$$\epsilon_{y,d,\theta} = \frac{f_y k_{s,\theta}}{E_s k_{E_s,\theta}} \quad (17)$$

and the stress in the reinforcement bars at high temperatures can be obtained by:

$$\sigma_{s,\theta} = \begin{cases} E_s k_{E_s,\theta} \epsilon_s, & \text{for } \epsilon_s < \epsilon_{y,d,\theta} \\ f_y k_{s,\theta}, & \text{for } \epsilon_s \geq \epsilon_{y,d,\theta} \end{cases} \quad (18)$$

where f_y is the steel tensile strength of the passive reinforcement at room temperature, E_s is the modulus of elasticity of the steel at room temperature, $k_{s,\theta}$ and $k_{E_s,\theta}$ are the factors of reduction of tensile strength and the modulus of elasticity of steel at high temperatures,

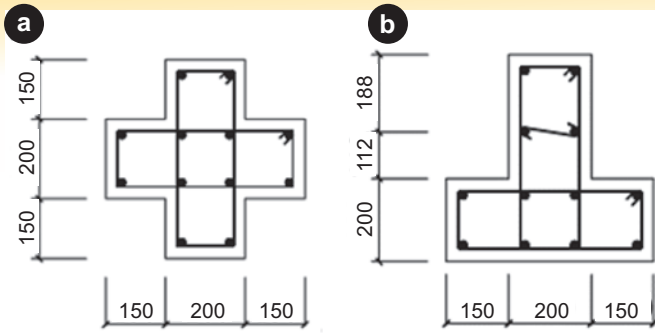


Figure 5
Size of columns (in millimeters) with (a) “+” and (b) “T” sections [2]

respectively, indicated in ABNT NBR 15200:2012 [36], ϵ_s is the specific strain of the reinforcement and σ_s is the normal stress in the steel at high temperatures.

f) calculation of the design strength (axial load and bending moments)

With the stresses determined at each Gauss point, it can be calculated the cross-section design strength to axial load (N_{Rd}) and the bending moments ($M_{x,Rd}$ and $M_{y,Rd}$) using a Gaussian quadrature integration, according to Equations (19), (20) and (21):

$$N_{Rd} = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} |J| w \tag{19}$$

$$M_{x,Rd} = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} (y_{e,p} - y_g) |J| w \tag{20}$$

$$M_{y,Rd} = - \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} (x_{e,p} - x_g) |J| w \tag{21}$$

where $\sigma_{e,p}$ is the stress at a Gauss point (p) of a given element (e) with coordinates ($x_{e,p}$, $y_{e,p}$) and the other parameters have already been defined.

2.4 Computational implementation

The computer program developed in this study, called *Pisafo*, was implemented in the Delphi development environment, using the Object Pascal language, in compatibility with the algorithms of the mesh generator [34] and *Thersys* [7].

Based on the finite element mesh and the temperatures obtained in the thermal analysis, *Pisafo* integrates the stresses in the reinforced concrete cross-section in order to obtain the design strength, considering the variables δ and β . Thus, an algorithm that allows to vary δ and β has been implemented in order to obtain the interaction diagrams:

- $M_y \times M_x$, for a set value of N ;
- $M_x \times N$, for a set value of M_y ; and
- $M_y \times N$, for a set value of M_x .

3. Results and discussion

Examples of application were made with the objective of validating the program *Pisafo*. The results of the maximum axial load supported by columns of different sections were compared with those presented in the technical literature, obtained in experiments. The results of the maximum bending moment supported by beams, in order to validate the calculations of the bending moments, and the $M_y \times M_x$ interaction diagrams were also compared with the technical literature, obtained with the use of recognized programs.

3.1 Experiments of Xu and Wu [2]

Two columns with “+” and “T” section were analyzed, following the same conditions of the experiments performed by Xu and Wu [2]. The tests consisted of applying a centrally compression axial load to the column, which remained constant during exposure to fire, until rupture of the structural element.

The standard fire curve of ISO 834-1:1999 [21] was used for fire simulation. The columns had 12 longitudinal bars with 16 mm diameter and a yield strength of 418 MPa. In *Pisafo*, concrete with silica aggregate, moisture content of 2% and concrete cover of 30 mm were considered, highlighting that the authors [2] did not specify the concrete cover used. The ultimate strength experiments of the columns were performed between 150 and 180 days after concreting, and they were calculated to have an average compressive strength of approximately 25 MPa.

With respect to the boundary conditions, the columns under analysis have all their faces exposed to fire. The dimensions of the columns studied are shown in Figure 5.

a) “+” section

The column had a cubic strength f_{cu} of 37.6 MPa after 150 days of concreting, equivalent to a cylindrical strength f_{ck} [38] of 30.38 MPa.

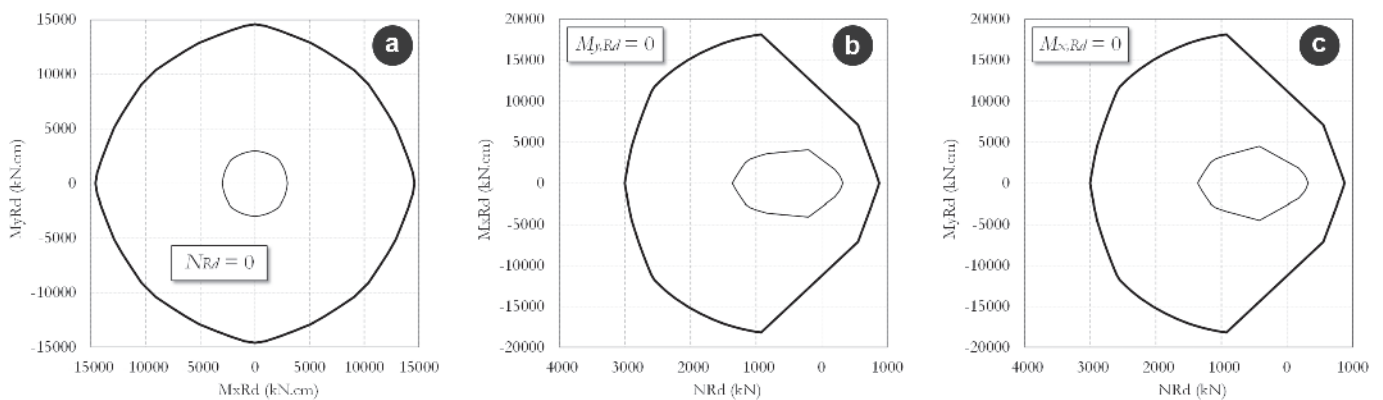


Figure 6
Interaction diagrams of bending moments and axial load using diagrams proposed by ABNT NBR 15200:2012: (a) $M_{y,Rd} \times M_{x,Rd}$, (b) $M_{x,Rd} \times N_{Rd}$ and (c) $M_{y,Rd} \times N_{Rd}$ (room temperature: thick line; 245 minutes of fire: thin line)

In the experiment, the column was subjected to a compression axial load of 1480 kN. It supported 245 minutes until it collapse. With *Pisafo*, it was possible to obtain the largest compression axial load supported by the cross section of the column, besides the in-

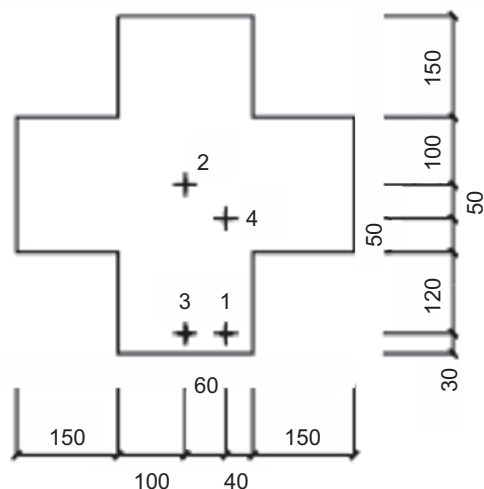


Figure 7
Position of the thermocouples in the "+" section (size in millimeters) [2]

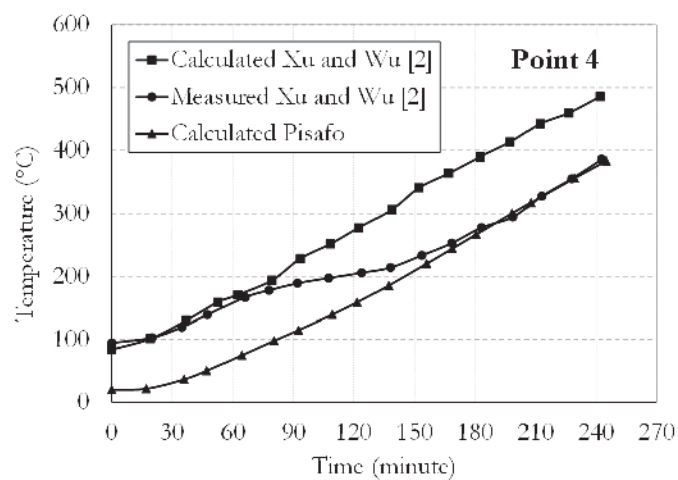
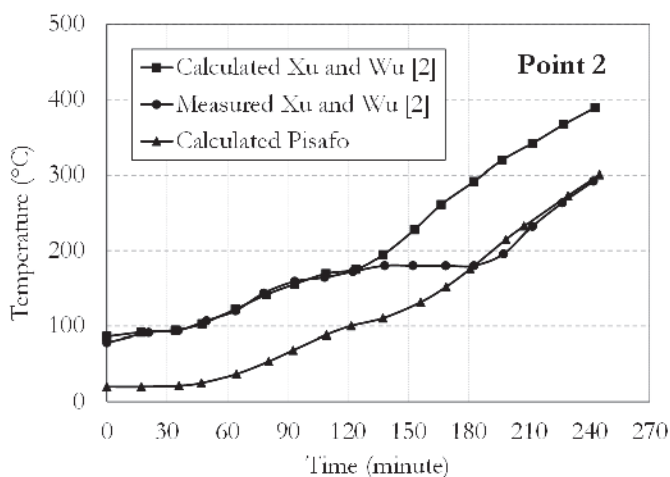
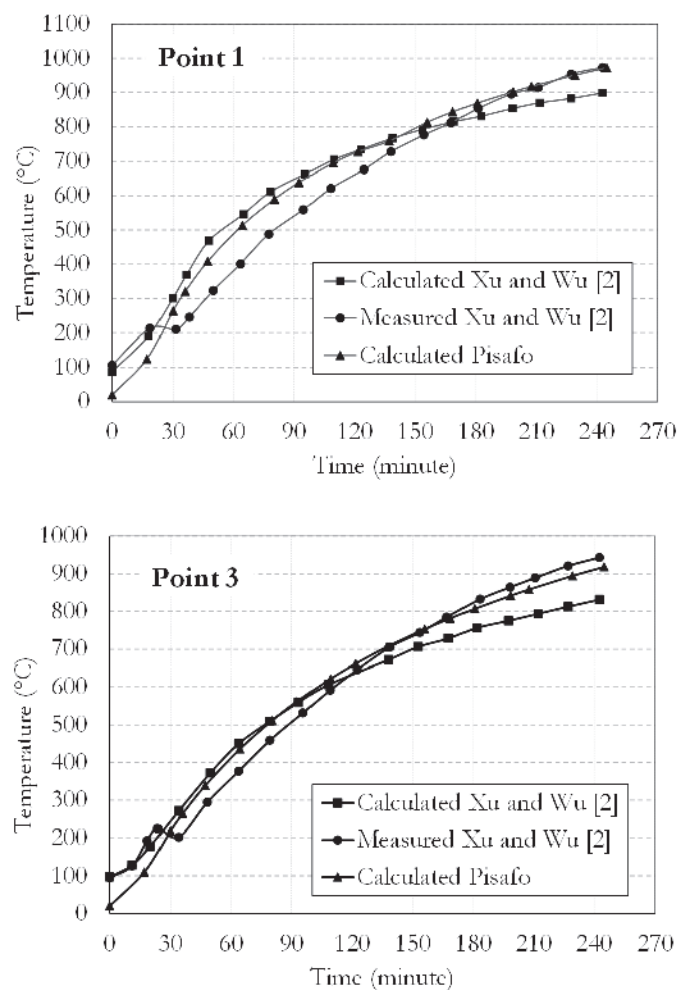


Figure 8
Temperatures obtained at "+" section

teraction diagram of bending moments and axial load for the room temperature and in fire situation (Figure 6).

In order to obtain cross-section temperatures during the test, the authors installed thermocouples at four points in the section, as shown in Figure 7. Thus, it was possible to compare the temperatures calculated by *Pisafo* with the temperatures measured and calculated by Xu and Wu [2], according to Figure 8. There was a good agreement between the experimental results and those obtained by *Pisafo*.

b) "T" section

The column showed a cubic strength f_{cu} of 34.8 MPa after 150 days of concreting, corresponding to a cylindrical strength f_{ck} [38] of 28.43 MPa. In the experiment, the column was subjected to a compression axial load of 1902 kN. It supported 148 minutes of fire until collapse.

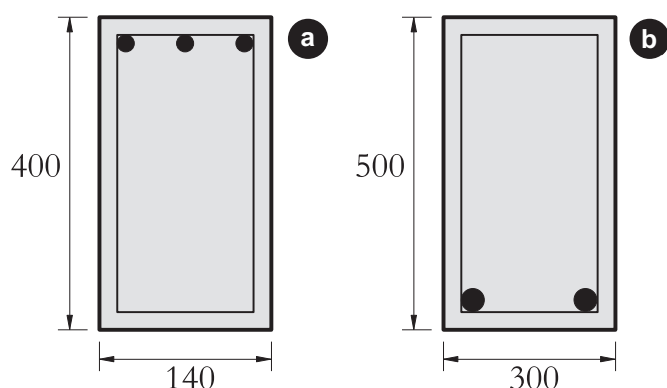
Table 2 lists the results obtained by *Pisafo* using the diagrams proposed in ABNT NBR 6118:2014 [35] modified for high temperatures and the diagrams proposed in ABNT NBR 15200:2012 [36], with their respective errors in relation to experimental results obtained by Xu and Wu [2]. In the numerical analyses, the seeds for mesh generation were 20 mm for the concrete elements and 8 mm for the steel elements.

The use of the diagrams proposed in ABNT NBR 6118:2014 modified for high temperatures tends to overestimate the strength capacity of the structural element, while the use of the diagrams proposed in ABNT NBR 15200:2012 leads to results closer to those

Table 2

Axial load strength (kN) of “+” and “T” sections

Section	Xu and Wu [2]	Diagrams of NBR 6118 [35]		Diagrams of NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Error	Pisafo	Error
+	-1480	-1721.77	16.3 %	-1363.45	-7.9 %
T	-1902	-2444.04	28.5 %	-1992.39	4.8 %

**Figure 9**

Sizes of the beams (in millimeters) with (a) negative and (b) positive reinforcement

obtained in experiments. In general, the results obtained by *Pisafo* proved to be satisfactory when compared with the experimental results of Xu and Wu [2].

3.2 Super TempCalc

The experiments performed by Xu and Wu [2] restricted any rotation and horizontal displacement at the ends of the columns, allowing only vertical displacement. With this, it became necessary to validate the calculation of the bending moment strength by means of the analysis of beams.

For this, the Swedish computer program Super TempCalc, developed by Fire Safety Design [39] was used. The analyses considered the standard fire curve of ISO 834-1:1999 [21], concrete with silica aggregate, with a compressive strength of 25 MPa and a moisture content of 1.5 %. The reinforcement bars were of steel with yield strength of 500 MPa.

It was considered that three faces of the beam (lateral and inferior) were exposed to the fire, being the superior face defined as adiabatic. The sizes of the beams with positive reinforcement and negative reinforcement are shown in Figure 9.

Table 3

Bending moment strength (kN.cm) of the beam with negative reinforcement

Super TempCalc [39]	Case	Diagrams of NBR 6118 [35]		Diagrams of NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Error	Pisafo	Error
3742.12	A	3722.70	-0.52 %	3618.61	-3.30 %
	B	3726.14	-0.43 %	3624.67	-3.14 %

Table 4

Bending moment strength (kN.cm) of the beam with positive reinforcement

Super TempCalc [39]	Case	Diagrams of NBR 6118 [35]		Diagrams of NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Error	Pisafo	Error
13826.66	A	11888.87	-14.0 %	11773.64	-14.8 %
	B	11928.78	-13.7 %	11812.43	-14.6 %

a) beam with negative reinforcement

The reinforced beam considered had 3 bars of 10 mm and with concrete cover of 25 mm. The fire time for thermal analysis was 60 minutes. As occurred for columns, a smaller size of the elements in the concrete and steel mesh results in a higher strength of the structure. However, with that consideration, the time spent for thermal analysis also becomes longer.

Table 3 lists the results obtained by *Pisafo* using the diagrams proposed in ABNT NBR 6118:2014 [35] modified for high temperatures and the diagrams proposed by ABNT NBR 15200:2012 [36], with the respective errors in relation to the result obtained by Super TempCalc [39]. In this table, the seed used for the mesh generator in case A: 15 mm for concrete elements and 6 mm for steel elements, and in case B: 10 mm for concrete elements and 4 mm for steel elements.

b) beam with positive reinforcement

For the case of positive reinforcement, the reinforced beam adopted had 2 bars of 25 mm and concrete cover of 40 mm. The fire time for the thermal analysis was 120 minutes.

Table 4 presents the results obtained by *Pisafo* in comparison to the result obtained by Super TempCalc, with the same considerations of the meshes and of the stress-strain diagrams of the materials made in the previous subitem.

In the case of cross-sections subjected to bending, the results obtained by *Pisafo* were accurate for situation of negative bending moment and relatively conservative for situation of positive bending moment. In this case, the diagrams used [35, 36] had less interference in the results obtained.

3.3 $M_y \times M_x$ interaction diagram at room temperature

Also for validation of *Pisafo*, the comparison was made between a $M_y \times M_x$ interaction diagram generated by *Pisafo* and the same diagram obtained, at room temperature, by the web application developed at USP (<http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>). The cross-section of reinforced concrete considered in this validation has 20×20 cm², consisting of concrete with f_{ck} of 25 MPa and 4 steel bars of CA50 with a diameter of 10 mm and with 25 mm of concrete cover. The fire analysis used the standard fire curve

of ISO 834-1:1999 [21], 0 % moisture content for concrete and all faces exposed to fire (Figure 10). The cross section was also subjected to an axial load of 420 kN.

For validation of calculations of the column in fire situation, a TRRF of 0.1 minute was set. In this way, the section does not reach a high temperature and, with this, there is no reduction in mechanical properties. When considering factors for actions and strength in fire situation identical to those used at room temperature, the results of the interaction diagram in fire situation shall be the same as the results

at room temperature. It was used as seed for the mesh generator: 15 mm for the concrete elements and 6 mm for the steel elements.

The $M_y \times M_x$ interaction diagram of the column obtained by the USP web application (at room temperature) and by *Pisafo* (at room temperature and in fire situation) are illustrated in Figure 11. As expected, it is observed that the interaction diagrams at room temperature and in fire situation obtained by *Pisafo* are coincident and very close to the interaction diagram obtained by the USP web application, which allows to validate the algorithm implemented in *Pisafo*.

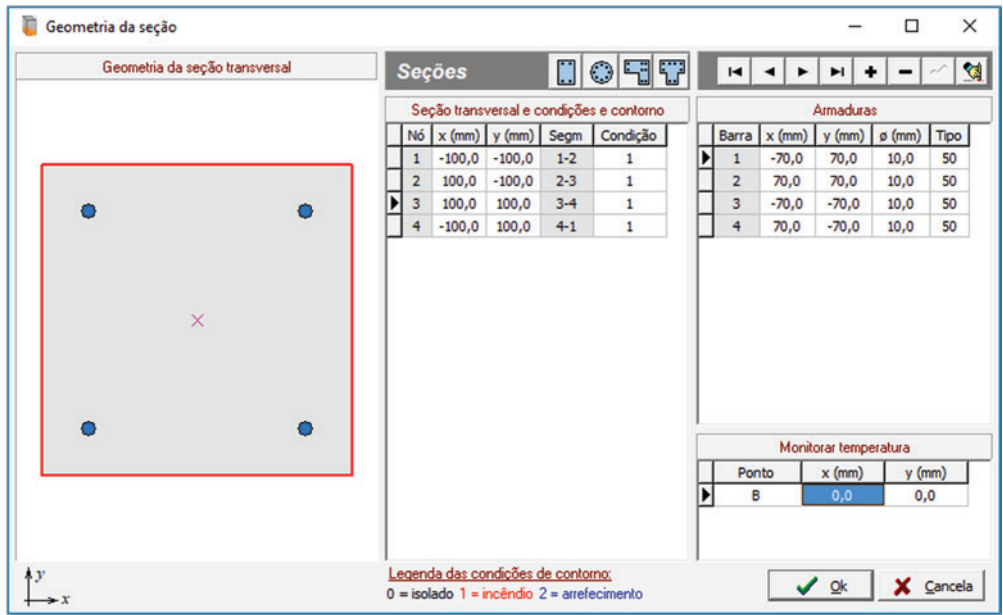


Figure 10 Modeling the cross section of the column in Pisafo

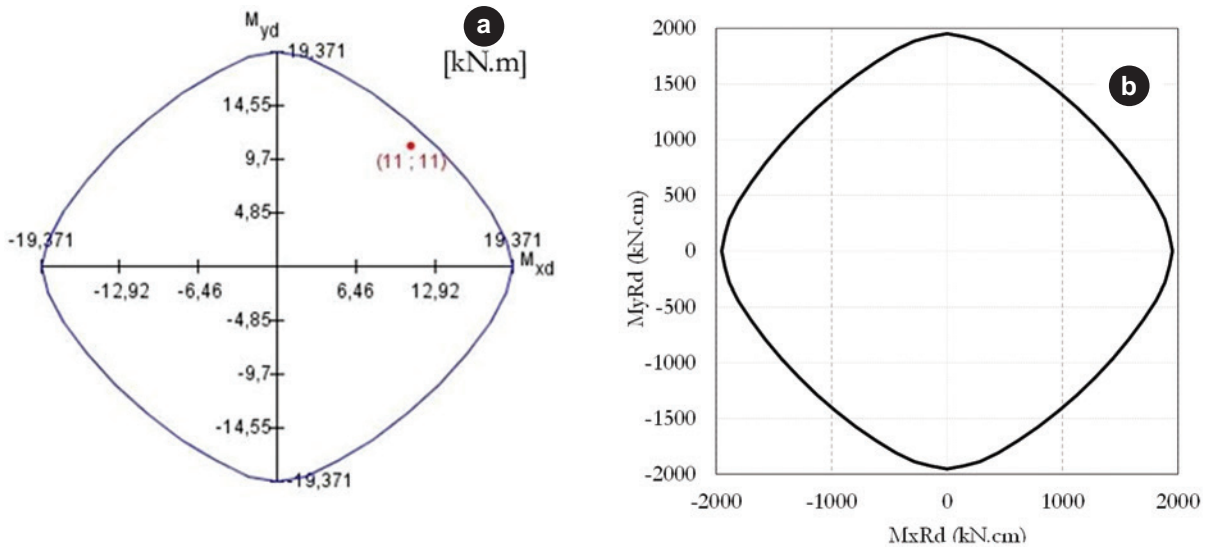


Figure 11 $M_y \times M_x$ interaction diagrams obtained by (a) web application of USP and (b) Pisafo – at room temperature and in fire (the curves are overlapped because they are identical)

Table 5

Bending moment strength M_x and M_y (kN.cm) obtained by the application of USP and by *Pisafo* (using the diagrams proposed in ABNT NBR 6118:2014 [35])

Design strength	Application of USP	<i>Pisafo</i>	Error
M_x	1937.1	1952.62	0.8 %
M_y	1937.1	1952.65	0.8 %

Table 5 lists the numerical results of the bending moment strengths obtained by *Pisafo* using the diagrams proposed in ABNT NBR 6118:2014 [35], in comparison to the results obtained by the USP web application, showing that the results are very close.

3.4 $M_y \times M_x$ interaction diagram in fire situation

In order to evaluate the $M_y \times M_x$ interaction diagram in fire situation, a comparison was made between the numerical analysis developed by Cherem and Silva [16] and the results obtained by *Pisafo* for the same problem.

Cherem and Silva [16] analyzed a concrete column of 30×30 cm², using a concrete with f_{ck} of 30 MPa and 8 CA50 steel bars with a diameter of 10 mm and with a 30 mm of concrete cover. The fire analysis considered the standard fire curve of ISO 834-1:1999 [21] with a fire time of 90 minutes, a moisture content of 4 % for concrete and all faces exposed to fire (Figure 12). The cross section was also subjected to a compression axial load of 761.22 kN, corresponding to approximately 40 % of the room temperature-centered compressive strength, according to the authors. For the *Pisafo* mesh generation, the seed used had 15 mm for the concrete elements and 6 mm for the steel elements.

Due to the double symmetry of the section, Figure 13 illustrates a quarter of the $M_y \times M_x$ interaction diagram obtained by Cherem and

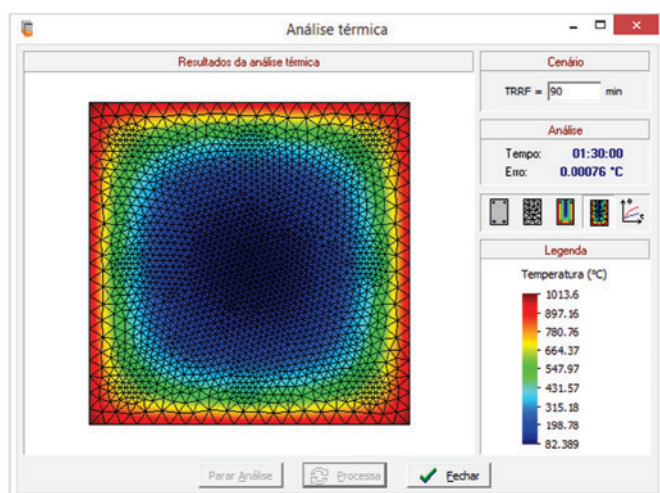


Figure 12
Results of the thermal analysis obtained by *Pisafo* for the column under study [16]

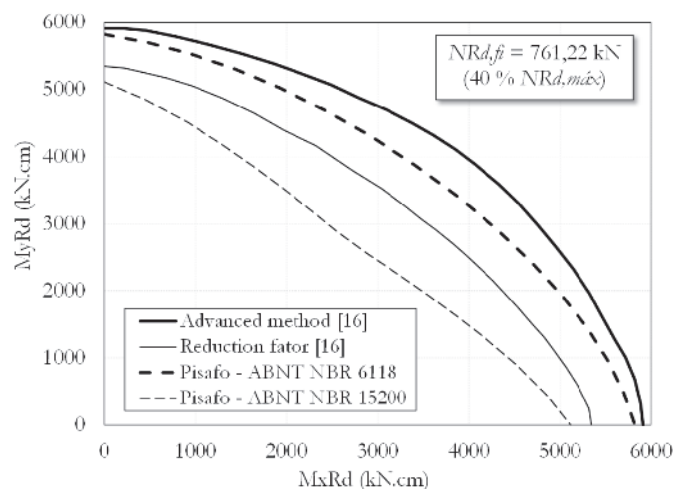


Figure 13
Comparison of the $M_y \times M_x$ interaction diagram obtained by *Pisafo* and Cherem and Silva [16], using the Advanced method and the Reduction factor (proposed by these authors)

Silva [16] and by *Pisafo*. The “Advanced method” [16] consists of obtaining the maximum strength of the section using the stress-strain curves proposed in ABNT NBR 15200:2012 by means of an algorithm that varies the strain in the center of gravity of the section and the curvatures around of the x and y axes, without limiting the maximum strain in the materials [36]. The “Reduction factor” [16] is an analytical method proposed by the authors, which consists of adjusting the $M_y \times M_x$ interaction diagram at room temperature for a reasonable approximation in a fire situation, without the need for thermal analysis.

It is observed in Figure 13 that, since *Pisafo* obtains the interaction diagram based on the strain profile [17, 35, 36], the interaction diagram obtained using the stress-strain diagrams of ABNT NBR 6118:2014 adapted for high temperatures is more conservative than the “Advanced method” [16], but still presenting an excellent adjustment (between -1.5 % and -10.3 %). When using the stress-strain diagrams of ABNT NBR 15200:2012, the interaction diagram obtained by *Pisafo* is even more conservative, as already observed in item 3.1, but close to the “Reduction factor” method [16], considered as reasonable by the authors.

4. Conclusions

In this study, a computational algorithm, called *Pisafo*, was developed to verify any sections of reinforced concrete subjected to unsymmetrical bending at room temperature and in fire situation. The algorithm was implemented in the Delphi development environment, whose programming language is Object Pascal. It was used the *EasyMesh* mesh generator, developed by MIT, and the *Thersys* thermal analysis algorithm, developed by Ribeiro [7]. The mechanical analysis consists of a stress integration algorithm, based on the strain profile of the cross section, given by the strain domains prescribed in ABNT NBR 6118:2014.

Pisafo allows the use of any fire curve in thermal analysis as well as various cross-sectional shapes by having a finite element mesh generator incorporated into the program. As results, *Pisafo* allows the elaboration of the interaction diagrams of the cross section: $M_y \times M_x$, $M_y \times N$ and $M_x \times N$.

For validation of the implemented algorithm, the axial load strength of “+” and “T” section columns obtained by *Pisafo* were compared with values presented in the technical literature, obtained in experiments. In addition, the bending moment strength of beams, as well as the $M_y \times M_x$ interaction diagrams, were also compared with results found in the technical literature, obtained with the use of recognized programs.

The results obtained by *Pisafo* in the analysis of columns subjected to the centered compression, when compared with the experimental results presented by Xu and Wu [2], were greater when using the diagrams proposed by ABNT NBR 6118:2014 modified for fire situation, reaching a difference of up to 28.5 %. When using the diagrams proposed by ABNT NBR 15200:2012, the strength values obtained by *Pisafo* were closer to the experimental results, with differences from -7.88 % to 5.06 %, depending on the type of cross section.

When comparing the results obtained by *Pisafo* for bending moment strength with those obtained by the web application developed at USP and by the software Super TempCalc, the errors are smaller. In relation to Super TempCalc, the differences reach -14.8 % when using the diagrams proposed by ABNT NBR 6118:2014 and ABNT NBR 15200:2012. Regarding the USP web application, for analysis at room temperature, the differences obtained using the diagrams proposed by ABNT NBR 6118:2014 are negligible, of the order of 0.80 %. However, the comparison of the interaction diagrams in fire situation obtained by *Pisafo* and in the work of Cherem and Silva [16], also with the diagrams proposed by ABNT NBR 6118:2014, lead to larger differences of the order of -1.5 % to -10.3 %.

It is believed that some factors contributed to this larger difference from the experimental results of Xu and Wu [2]. The first is because the real thermal properties of the concrete used in the tests are not exactly the same as those used by *Pisafo*, which uses values provided in the standards. Another factor that also contributes to this difference is the fact that the articles do not specify all the conditions of the test, such as the lack of data on the concrete cover or the moisture content of the concrete. In addition, it is emphasized the non-consideration of spalling in the computational analysis, which was also omitted by Xu and Wu [2] in the experimental results.

5. Acknowledgements

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Finance Code 001. The authors also thank the Department of Civil Engineering of UFV for the infrastructure provided for the development of this work.

6. References

- [1] BRUSHLINSKY, N. N.; AHRENS, M.; SOKOLOV, S. V.; WAGNER, P. World Fire Statistics. Center of Fire Statistics of International Association of Fire and Rescue Service, report n. 21, 2016.
- [2] XU, Y.; WU, B. Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T- and +-shaped cross-sections. *Fire Safety Journal*, v.44, p.869-880, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.fire-saf.2009.04.002>
- [3] FRANSSEN, J. M.; DOTREPPE, J. C. Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. *Fire Technology*, v. 39, p. 89-97, 2003.
- [4] LIE, T. T.; WOOLERTON, J. L. Fire resistance of reinforced concrete columns – Test results. National Research Council Canada, Internal Report, n 569. 1988.
- [5] CHEN, Y.; CHANG, Y.; YAO, G. C.; SHEU, M. Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, v. 44, p. 741-748, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.02.004>
- [6] FAKURY, R. H.; LAS CASAS, E. B.; FIGUEIREDO Jr, F. P.; ABREU, L. M. P. Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 61, n. 8, p. 1094-1107, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.02.003>
- [7] RIBEIRO, J. C. L. Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio, Belo Horizonte, 2004, Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.
- [8] VILA REAL, P. M. M. Modelação por elementos finitos do comportamento térmico e termo-elástico de sólidos sujeitos a elevados gradientes térmicos, Porto (Portugal), 1988, Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- [9] RIBEIRO, J. C. L.; FAKURY, R. H.; LAS CASAS, E. B. Desenvolvimento de um sistema via método dos elementos finitos para simulação do comportamento de elementos estruturais de aço e mistos em situação de incêndio. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 8, n. 3, p. 20-33, 2011.
- [10] LIE, T. T.; CELIKKOL, B. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 1, p. 84-91, 1991.
- [11] DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J. M.; VANDERZEYPEN, Y. Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions. *ACI Structural Journal*, vol. 96, n. 1, p. 9-18, 1999.
- [12] SOARES, E. M. P.; SILVA, N. A. Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio. *In: XXXI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estructural*, 2004, Mendoza.
- [13] RODRIGUES, M. P. P.; SILVA, N. A. Flexão normal composta em seções retangulares de concreto armado em situação de incêndio. *In: 51º Congresso Brasileiro do Concreto*, 2009, Curitiba. *Anais do 51 Congresso Brasileiro do Concreto*. São Paulo: Ibracon, v. 51, 2009.
- [14] LIE, T. T.; IRWIN, R. J. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, v. 90, n. 1, p 52-60, 1993.

- [15] ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.6, n.4, p.513-536, 2013.
- [16] CHEREM, M.; SILVA, V. P. Determination of the ULS, for columns with small dimensions, under biaxial bending and symmetrical fire conditions. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 10, n. 2, p. 451-476, 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000200009>
- [17] MOREIRA, A. M. M.; SILVA, N. A.; SILVA, R. M. Verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta em situação de incêndio. *In: Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, 34º, Pirenópolis, 2013, Anais, 2013, p.1-19.
- [18] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, São Paulo: Blucher, 2ed, 2016, 237 p.
- [19] BARNETT, C. R. BFD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures. *Fire Safety Journal*, v.37, 2002; p.437-463. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(02\)00006-1](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(02)00006-1)
- [20] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 1: Actions in structures: part 1-2 General actions – Actions on structures exposed to fire. - EN1991-1-2:2002, Bruxelas, Bélgica, 2002.
- [21] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: fire-resistance tests: elements of building construction – part 1.1: general requirements for fire resistance testing. – ISO834-1:1999, Geneva, 1999.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. - NBR 14432, Rio de Janeiro, 2001.
- [23] BUCHANAN, A. H. Structural design for fire safety, New York: Wiley, 2001, 421 p.
- [24] BATTISTA, R. C.; BATTISTA, E. M.; CARVALHO, E. M. L. Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Puerto Rico*, v.1, n.1, 2001; p.51-60.
- [25] DHIR, R. K.; CHANA, P.; CALISKAN, S.; LAVINGIA, R. Concrete for fire engineering, Watford: IHS BRE Press, 2008, 322 p.
- [26] KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v.2, n.4, 2000; p.429-447. <http://dx.doi.org/10.1002/pse.51>
- [27] LANDI, F. R. Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado, São Paulo, 1986, Boletim Técnico BT / PCC - 86/001, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [28] KALIFA, P.; MENNETEAU, F. D.; QUENARD, D. Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures. *Cement and Concrete Research*, n. 30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.
- [29] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design. - EN1992-1-2:2004, Bruxelas, Bélgica, 2004.
- [30] PURKISS, J. A.; LI, L. Y. Fire safety engineering design of structures, Boca Raton-FL: CRC Press, 3ed, 2014.
- [31] KODUR, V. R.; SULTAN, M. A. Structural behaviour of high strength concrete columns exposed to fire. *In: International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete*, p. 217-232, 1998.
- [32] DEENY, S.; STRATFORD, T.; DHAKAL, R. P.; MOSS, P. J.; BUCHANAN, A. H. Spalling of concrete: implications for structural performance in fire. *In: Australasian Conferences on the Mechanics of Structures and Materials*, 20º, Toowoomba (University of Southern Queensland), p.1-5, 2008.
- [33] NICENO, B. EasyMesh: A two-dimensional quality mesh generator. MIT & Consortium for International Development of the University of Trieste. http://web.mit.edu/easymesh_v1.4/www/easymesh.html. Acesso em: 15/mar/2015.
- [34] BITENCOURT, O. S.; RIBEIRO, J. C. L.; ALVARENGA, R. C. S. Desenvolvimento de gerador de malhas bidimensional, Viçosa, 2016, Relatório de pesquisa, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. - NBR 15200, Rio de Janeiro, 2012.
- [37] CASTRO, G. G. S. Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, Belo Horizonte, 2005, Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.
- [38] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. - EN1992-1-1:2004, Bruxelas, Bélgica, 2004.
- [39] Fire Safety Design - FSD. TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, p.129, 2007.

Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation

Algoritmo computacional para verificação de seções de concreto armado em situação de incêndio



E. P. G. PADRE ^a
elderpadre@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-9650-7284>

J. C. L. RIBEIRO ^a
jcarlos.ribeiro@ufv.br
<https://orcid.org/0000-0003-4069-7001>

R. C. S. S. ALVARENGA ^a
in memorian

R. C. SILVA ^a
recsilva@ufv.br
<https://orcid.org/0000-0003-4908-9555>

Abstract

Reinforced concrete structures may have reduced strength due to the degradation of their mechanical properties by temperature. This can increase the risk of structural collapses. Thus, the structural design should consider its behavior at room temperature and in fire situation (ABNT NBR 14432:2001). This study presents the development of an algorithm to verify the strength of any reinforced concrete sections subjected to unsymmetrical bending at room temperature and in fire situation. For this purpose, a stress integration algorithm was implemented from the strain profile of the section according to ABNT NBR 15200:2012, linked to a finite element mesh generator and a thermal analysis algorithm. For validation of the developed program, called Pisafo, the results obtained were compared with those in the technical literature: obtained in experiments (with differences of up to 28.5%) and with recognized software solutions (with differences of up to -14.8%). The largest variations in relation to the experiments can be attributed to the differences between the thermal properties of the concrete in the experiments with those prescribed in the technical standards used by the program and the non-consideration of spalling in the computational analysis.

Keywords: reinforced concrete, fire, design, unsymmetrical bending, computational algorithm.

Resumo

As estruturas de concreto armado podem ter sua capacidade resistente reduzida devido à degradação de suas propriedades mecânicas com a temperatura, aumentando o risco de colapsos estruturais. Assim, o dimensionamento de uma estrutura deve considerar seu comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio (ABNT NBR 14432:2001). Neste trabalho, apresenta-se o desenvolvimento de um algoritmo para verificação da resistência de seções quaisquer de concreto armado à flexão composta oblíqua em temperatura ambiente e em incêndio. Para isso, implementou-se um algoritmo integrador de tensões a partir do perfil de deformações da seção segundo a ABNT NBR 15200:2012, vinculado com um gerador de malhas de elementos finitos e com um algoritmo de análise térmica. Na validação do programa desenvolvido, denominado Pisafo, compararam-se os resultados obtidos com os apresentados na literatura: obtidos em experimentos, com diferenças de até 28,5%, e com programas consagrados, com diferenças de até -14,8%. As maiores variações em relação aos experimentos podem ser atribuídas às diferenças entre as propriedades térmicas do concreto nos experimentos com as prescritas em normas utilizadas no programa e à não consideração do *spalling* na análise computacional.

Palavras-chave: concreto armado, incêndio, verificação, flexão composta oblíqua, algoritmo computacional.

^a Federal University of Viçosa, Department of Civil Engineering, Viçosa, MG, Brazil.

1. Introdução

De acordo com Brushlinsky *et al.* [1], no ano de 2014, em 23 países pesquisados, houve um total de 819.265 incêndios registrados em edificações, envolvendo milhares de pessoas feridas e mortas, além de um prejuízo financeiro de milhões de dólares causado pelos incêndios.

Para se evitar maiores perdas materiais e principalmente de vidas, as pesquisas na área de incêndio têm se intensificado cada vez mais. Trabalhos envolvendo experimentos com o objetivo de investigar o comportamento de elementos de concreto armado submetidos a altas temperaturas [2, 3, 4, 5], pesquisas destinadas à análise de problemas térmicos e termomecânicos das estruturas [6, 7, 8, 9], trabalhos que estudaram e forneceram métodos simplificados [10, 11, 12, 13, 14] e alternativos [15, 16, 17] para dimensionamento e verificação de elementos de concreto armado foram realizados nos últimos tempos.

Os trabalhos relativos a dimensionamento até então produzidos se limitaram a analisar seções retangulares de concreto armado em situação de incêndio, compreendendo apenas flexão composta normal. Há, portanto, uma carência no tratamento geral da flexão composta (normal e oblíqua) para sua aplicação em outras seções, como seções T, L e circulares, muito utilizadas atualmente como pilares em edifícios altos.

Para se avaliar uma estrutura em situação de incêndio, deve-se primeiramente compreender as fases do incêndio, geometria do compartimento, tipo de material combustível, tipo de revestimento das alvenarias e o grau de ventilação, conforme Silva [18]. Somente então é possível selecionar uma curva de incêndio [19, 20, 21, 22] adequada à boa simulação da estrutura de concreto armado.

A principal vantagem do concreto armado é que muitos edifícios com esse tipo de estrutura que sofreram graves incêndios puderam ser restaurados e colocados novamente em uso [23], como o edifício do aeroporto de Santos Dumont no Rio de Janeiro - Brasil [24]. Por ter uma transferência de calor lenta, a região interna das seções transversais de concreto armado não alcança as altas temperaturas das faces expostas ao fogo, permanecendo com temperaturas mais baixas e, portanto, maior resistência mecânica

[25]. Esta característica confere um bom grau de reabilitação às estruturas de concreto.

Com relação ao decaimento das propriedades mecânicas do concreto com a temperatura, pode-se atribuir este fato às mudanças físico-químicas na pasta de cimento e nos agregados, e à diferença das deformações térmicas entre esses [26], sendo que os maiores problemas causados na estrutura de concreto armado ocorrem para temperaturas na ordem de 500 °C a 600 °C [27]. É nesse intervalo que o aço das armaduras perde rapidamente sua resistência à tração.

Um fenômeno importante que ocorre em elementos estruturais de concreto armado em situação de incêndio é o *spalling*, que ocasiona perda da área resistente devido à desagregação do concreto [28]. O *spalling* pode ser manifestar na forma de desprendimentos cônicos (*pop-out*), a partir de um agregado, devido às deformações térmicas diferenciais entre esse e a matriz do concreto (Figura 1.a); na forma de desprendimentos do cobrimento (*sloughing*) conforme mostrado na Figura 1.b; ou na forma de estilhaçamento violento (*explosive spalling*), Figura 1.c.

Há diversas causas que influenciam na ocorrência do *spalling*: o teor de umidade, a porosidade e a permeabilidade do concreto, as condições de tensões, o tipo de agregado utilizado no concreto, a seção do elemento, os cobrimentos utilizados e a taxa de aquecimento [29, 30]. Cada fator citado tem suas particularidades e pode atuar aumentando ou diminuindo a probabilidade de ocorrência desse fenômeno no concreto.

Alguns pesquisadores já constataram que o teor de umidade tem grande influência sobre a temperatura interna dos elementos de concreto, além de interferir diretamente na poro-pressão desenvolvida durante o processo de aquecimento [31]. Deeny e seus colaboradores [32] destacam a importância da implementação de modelos higro-termo-mecânicos totalmente acoplados para uma avaliação precisa do *spalling*, mas destacam a grande variabilidade que os resultados numéricos podem apresentar em relação a dados experimentais.

Assim, ao conhecer os efeitos do fogo, torna-se necessário considerar as mudanças nas propriedades térmicas e mecânicas do concreto e do aço devido ao aumento de temperatura nesses materiais. As propriedades térmicas necessárias para a análise



(a) Desprendimentos cônicos (*pop-out*)



(b) Perda de cobrimento (*sloughing*)



(c) Estilhaçamento violento (*explosive spalling*)

Figura 1
Tipos de lascamento (*spalling*) do concreto

Fonte: www.google.com

térmica dos materiais que compõem o concreto armado são a massa específica, influenciada pela saída de água da matriz do concreto e pela variação de volume devido à expansão do material, o calor específico e a condutividade térmica [29]. Com relação às principais propriedades mecânicas dos materiais que compõem o concreto armado, podem-se citar o módulo de elasticidade, a resistência à tração e à compressão e as relações tensão-deformação [29].

Diante dessa realidade, não foi observado nenhum trabalho sobre o desenvolvimento de um algoritmo dedicado à verificação da resistência de seções quaisquer de concreto armado quando submetidas à flexão composta oblíqua. Assim, este trabalho tem como objetivo apresentar um algoritmo computacional capaz de simular numericamente em 2D a distribuição de temperatura em seções de concreto armado em situação de incêndio, seguindo uma curva de incêndio qualquer (temperatura \times tempo), e verificar a sua resistência quando submetida à flexão composta oblíqua. Além disso, com este algoritmo torna-se possível a elaboração das envoltórias de resistência $M_y \times M_x$, $M_x \times N$ e $M_y \times N$ de seções transversais de concreto para vários tempos de exposição ao fogo.

Ressalta-se que o algoritmo mostrado nesta pesquisa abrange um método alternativo de dimensionamento, não se considerando a influência do *spalling* e das deformações térmicas dos materiais na capacidade resistente dos elementos avaliados.

2. Materiais e métodos

O algoritmo computacional desenvolvido neste trabalho, denominado *Pisafo*, corresponde à análise mecânica, um integrador de tensões a partir do perfil de deformações da seção transversal, diretamente acoplada a um gerador de malhas de elementos finitos e a um algoritmo de análise térmica. Cada um desses módulos é descrito nos itens a seguir.

2.1 Gerador de malhas

Para gerar a malha de elementos finitos, o *Pisafo* utiliza o algoritmo do gerador de malhas *EasyMesh* [33], com seu código convertido de C++ (sua linguagem original) para Delphi, por Bitencourt [34]. O *EasyMesh* é um gerador de malhas bidimensionais *freeware* para elementos triangulares lineares de três nós desenvolvido no MIT. Com ele é possível gerar uma malha não estruturada com ou sem buracos, sendo possível também realizar um refinamento ou engrossamento localizados da malha.

O *EasyMesh* utiliza a triangulação de Delaunay, a suavização de Laplace e possui um método de relaxação para evitar a criação de nós cercados por mais de 7 e menos de 5 elementos.

2.2 Análise térmica

Para a análise térmica, o *Pisafo* utiliza o algoritmo de análise térmica do *Thersys*, desenvolvido também em Delphi por Ribeiro [7]. Esse algoritmo realiza análise térmica transiente e não-linear para elementos bidimensionais e tridimensionais de geometria qualquer, considerando várias curvas de incêndio e as propriedades térmicas dos materiais.

A temperatura dos elementos estruturais é determinada através da formulação diferencial da transferência de calor adaptada para

o Método dos Elementos Finitos, com base em uma curva de incêndio e dependente das condições de contorno.

2.2.1 Mecanismos de transferência de calor

Para a simulação de um incêndio, há uma ação combinada dos três mecanismos de transferência de calor: condução (no domínio), convecção e radiação (no contorno).

a) Condução

Na condução, a energia é propagada devido à agitação molecular dentro de um corpo ou ambiente (sólido, líquido ou gasoso), ou entre corpos diferentes em contato físico. A transferência de calor por condução é dada pela lei de Fourier conforme a Equação (1):

$$\lambda \nabla^2 \theta + Q = \rho c \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (1)$$

onde λ é a condutividade térmica do material ($W/(m^{\circ}C)$), ∇ é o operador diferencial (gradiente), θ é a temperatura do material ($^{\circ}C$), Q é o fluxo de calor gerado no interior do material (W/m^3), ρ é a massa específica do material (kg/m^3), c é o calor específico do material ($J/(kg^{\circ}C)$), t é o tempo (s) e $\partial\theta/\partial t$ é o gradiente de temperatura no tempo.

b) Convecção

A convecção é um mecanismo de transferência de calor por meio do movimento de um fluido ou entre o mesmo e superfícies sólidas (onde o fluido corresponde aos gases aquecidos e o sólido é o elemento estrutural). Quando as correntes de convecção se formam devido à diferença de densidade (e de temperatura) entre massas de gases, tem-se a convecção natural. Se essas correntes forem causadas por razões externas, considera-se a convecção forçada. O fluxo de calor por convecção é determinado através da lei de arrefecimento de Newton, conforme a Equação (2):

$$q = \alpha_c (\theta_s - \theta_f) \quad (2)$$

sendo q o fluxo de calor por convecção emitido pela superfície por unidade de área (W/m^2), α_c o coeficiente de transmissão de calor por convecção ($W/(m^2 \text{ } ^{\circ}C)$), θ_s a temperatura da superfície do sólido ($^{\circ}C$) e θ_f a temperatura média do fluido ($^{\circ}C$).

c) Radiação

A transferência de calor por radiação ocorre através da propagação de ondas eletromagnéticas devido à difusão das chamas. Como essas ondas podem propagar-se no vácuo, diferentemente da condução e convecção, não é necessário contato entre os corpos. Inclusive, a transmissão de calor por radiação tem sua eficiência máxima no vácuo [8]. O fluxo máximo de calor radiante que pode ser emitido pela superfície é calculado pela Equação (3) desenvolvida através de experimento realizado por Josef Stefan em 1879 e, analiticamente, por Ludwig Boltzmann em 1884, denominada lei de Stefan-Boltzmann:

$$q = \varepsilon_{res} \sigma (\theta_s^4 - \theta_f^4) \quad (3)$$

onde q é a quantidade líquida de calor emitido por radiação (W/m^2), ε_{res} é a emissividade resultante da superfície aquecida, σ é a constante de proporcionalidade de Stefan-Boltzmann igual a $5,6697 \times 10^{-8}$ ($W/(m^2 K^4)$), θ_s é a temperatura absoluta da superfície do sólido (Kelvin) e θ_f é a temperatura absoluta média do fluido (Kelvin).

O *Thersys* permite diversas condições de contorno, das quais o *Pisafo* herda basicamente dois tipos, combinando convecção e radiação, de acordo com a Equação (4):

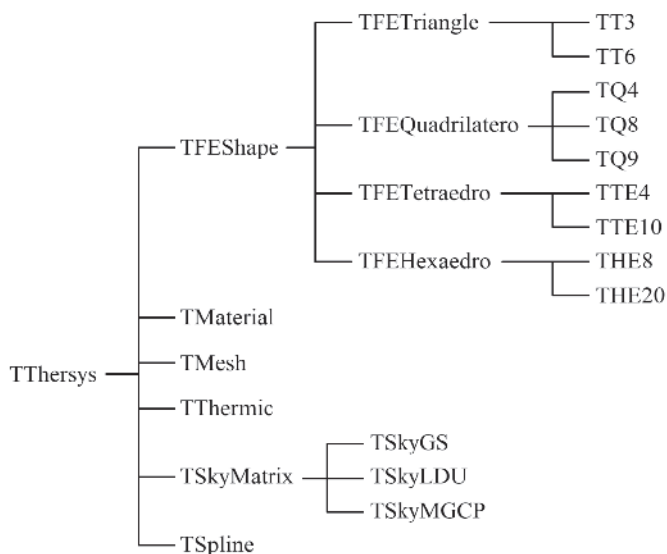


Figura 2
Estrutura do programa Thersys em classes [7]

- superfícies com arrefecimento, sendo θ_f a temperatura ambiente do ar;
- superfícies com incêndio, sendo θ_f a temperatura dos gases quentes.

$$q = -\lambda \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_c (\theta_s - \theta_f) + \epsilon_{res} \sigma (\theta_s^4 - \theta_f^4) = \alpha (\theta_s - \theta_f) \text{ in } \Gamma_q \quad (4)$$

onde $\partial \theta / \partial n$ é o gradiente de temperatura na superfície e α é o coeficiente convectivo-radiativo.

Além dessas condições, é possível também a condição de contorno em que a superfície está isolada (adiabática). Dessa forma não há transferência de calor entre a estrutura e os gases.

2.2.2 Estrutura do Thersys

O programa Thersys foi elaborado usando o conceito “orientado a objeto”, com o objetivo de facilitar manutenções e acréscimos no código [7]. A estrutura do programa pode ser observada na Figura 2. O programa *Pisafo* herda do *Thersys* as classes *TFEShape*, *TThermic* e *TSKYMatrix*, que possibilitam a realização da análise térmica. A classe *TSpline* atua como classe secundária para gerenciar a interpolação de dados fornecidos pelo usuário na forma de tabelas. A classe *TFEShape* gerencia a classe *TFETriangle* que contém as tabelas de pontos de Gauss, calcula o Jacobiano e as derivadas cartesianas. Possui também as funções de forma e as derivadas locais (classe *TT3*) para o elemento finito gerado pelo algoritmo do *EasyMesh*. A classe *TSKYMatrix* faz a resolução do sistema de equações. Ela gerencia a matriz de rigidez e disponibiliza a chamada para o algoritmo de solução *TSkyLDU* (fatorização de Cholesky). A classe *TThermic* gerencia os dados e os coeficientes do problema térmico, calcula todas as matrizes térmicas, vetores de fluxos nodais e realiza a análise térmica por um algoritmo incremental e iterativo [7].

2.3 Análise mecânica

O algoritmo de integração do perfil de tensões/deformações para

obtenção das envoltórias de momentos e normal resistentes da seção compreende aos seguintes passos apresentados:

a) centro de gravidade da seção transversal

A área total da seção transversal e os momentos estáticos de área em torno dos eixos x e y podem ser obtidos por quadratura de Gauss segundo as Equações (5), (6) e (7), respectivamente. As coordenadas do centro de gravidade são dadas pelas Equações (8) e (9):

$$A_t = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} |J| w \quad (5)$$

$$Q_x = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} y_p |J| w \quad (6)$$

$$Q_y = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} x_p |J| w \quad (7)$$

$$x_g = Q_y / A_t \quad (8)$$

$$y_g = Q_x / A_t \quad (9)$$

sendo A_t a área total da seção, $nelem$ o número de elementos na malha, npg o número de pontos de Gauss no elemento, $|J|$ o determinante da matriz Jacobiana no ponto de Gauss, w o peso do ponto de Gauss na quadratura, Q_x o momento estático de área em torno do eixo x , y_p a coordenada y do ponto de Gauss, Q_y o momento estático de área em torno do eixo y , x_p a coordenada x do ponto de Gauss, x_g e y_g as coordenadas do centro de gravidade.

b) distâncias para cálculo do perfil de deformações

As distâncias para cálculo do perfil de deformações são mostradas na Figura 3. Dado o ângulo (β) que a linha neutra faz com o eixo x , é necessário identificar a borda comprimida da seção de concreto mais distante do centro de gravidade (x_{cc}), a borda tracionada da seção de concreto mais distante do centro de gravidade (x_{ct}) e a armadura tracionada mais distante do centro de gravidade (x_{tt}).

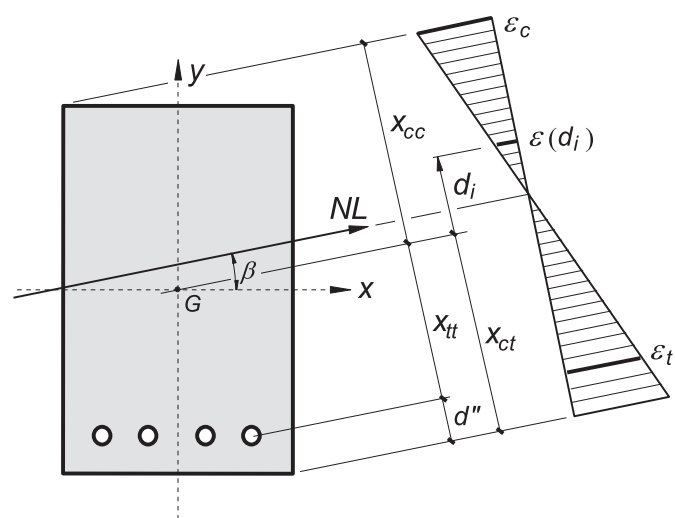


Figura 3
Distâncias em uma seção considerando a linha neutra com um ângulo β em relação ao eixo x

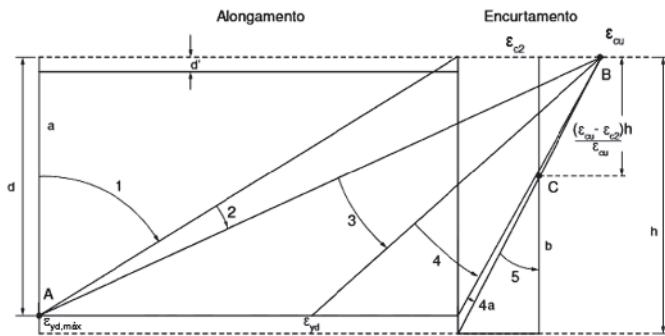


Figura 4
Domínios de deformação de estado-limite último conforme ABNT NBR 6118:2014 [35]

Para calcular essas distâncias, deve-se obter, primeiramente, as coordenadas (X_β e Y_β) do vetor unitário perpendicular à linha neutra (LN), conforme as Equações (10) e (11):

$$x_\beta = \cos(\beta + 90^\circ) \tag{10}$$

$$y_\beta = \sin(\beta + 90^\circ) \tag{11}$$

O cálculo das distâncias é feito projetando-se o vetor posição (com origem no centro de gravidade) de cada borda da seção transversal e das armaduras na direção do vetor unitário perpendicular à linha neutra, segundo a Equação (12):

$$d_i = (x_i - x_g) x_\beta + (y_i - y_g) y_\beta \tag{12}$$

sendo x_i e y_i as coordenadas do ponto em análise e d_i a distância desse ponto ao centro de gravidade (G), medida perpendicularmente à linha neutra.

c) cálculo da deformação do concreto (ϵ_c) e do aço (ϵ_s)

Após identificar a deformação máxima do aço ($\epsilon_{yd,máx}$) em função do tipo de aço e da sua temperatura [35, 36], calculam-se as deformações ϵ_c e ϵ_s , mostradas na Figura 3. Essas deformações são obtidas em função da variável δ , a partir da definição dos domínios de deformação de estado-limite último (Figura 4) e suas frações, conforme a Equação (13).

$$\delta = \begin{cases} 0 & \rightarrow \text{reta a} \\ 0 < \delta \leq 10 & \rightarrow \text{domínio 1} \\ 10 < \delta \leq 20 & \rightarrow \text{domínio 2} \\ 20 < \delta \leq 30 & \rightarrow \text{domínio 3} \\ 30 < \delta \leq 40 & \rightarrow \text{domínio 4} \\ 40 < \delta \leq 50 & \rightarrow \text{domínio 4a} \\ 50 < \delta < 60 & \rightarrow \text{domínio 5} \\ 60 & \rightarrow \text{reta b} \end{cases} \tag{13}$$

Tabela 1

Parâmetros para o diagrama parábola-retângulo da ABNT NBR 6118:2014 [35] em função da classe do concreto

Parâmetros	< C50	C50 a C90
ϵ_{c2} (‰)	2,0	$2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu} (‰)	3,5	$2,6 + 35 ((90 - f_{ck})/100)^4$
n	2,0	$1,4 + 23,4 ((90 - f_{ck})/100)^4$

d) deformação nos pontos de Gauss da malha de elementos finitos

A deformação em um ponto de Gauss da malha pode ser obtida pelo Método da Compatibilidade das Deformações, considerando uma semelhança de triângulos com base nas deformações das regiões definidas pelas coordenadas X_{cc} (ϵ_c) e X_{tt} (ϵ_t), de acordo com a Equação (14) e a Figura 3:

$$\epsilon(d_i) = \frac{\epsilon_c (x_{tt} + d_i)}{x_{cc} + x_{tt}} + \frac{\epsilon_t (x_{cc} - d_i)}{x_{cc} + x_{tt}} \tag{14}$$

onde d_i é a distância do ponto de Gauss ao centro de gravidade da seção, medida perpendicularmente à linha neutra, e obtida em função de suas coordenadas (x_i , y_i) a partir da Equação (12).

e) tensão nos pontos de Gauss

O cálculo da tensão em cada ponto de Gauss da malha a partir do perfil de deformações é realizado considerando-se para o concreto o diagrama parábola-retângulo apresentado pela ABNT NBR 6118:2014 [35] ou o diagrama indicado pela ABNT NBR 15200:2012 [36], e para as armaduras o diagrama simplificado apresentado por Moreira *et al.* [17] ou o diagrama indicado pela ABNT NBR 15200:2012 [36].

- concreto

O diagrama tensão-deformação do concreto em temperaturas elevadas é obtido através da equação de Popovics de ordem 3 indicada pela ABNT NBR 15200:2012 [36] e pelo EN 1992-1-2:2004 [29], de acordo com a Equação (15).

$$\sigma_{c,\theta} = f_{ck} k_{c,\theta} \frac{3 \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\epsilon_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \tag{15}$$

sendo $\sigma_{c,\theta}$ o valor da tensão de compressão do concreto à temperatura elevada, f_{ck} o valor da resistência à temperatura ambiente, $k_{c,\theta}$ o coeficiente de redução da resistência do concreto para altas temperaturas [36], $\epsilon_{c,\theta}$ a deformação linear específica do concreto em temperatura elevada, Equação (14), e $\epsilon_{c1,\theta}$ a deformação linear específica correspondente à tensão de resistência máxima do concreto à temperatura elevada [36].

Alternativamente ao diagrama proposto pela ABNT NBR 15200:2012 [36], de acordo com trabalhos anteriores realizados por Albuquerque *et al.* [15] e Moreira *et al.* [17] com resultados satisfatórios, pode-se utilizar o diagrama parábola-retângulo da ABNT NBR 6118:2014 [35], considerando-se nas expressões a resistência do concreto adaptada para as altas temperaturas, como segue:

$$\sigma_{c,\theta} = \begin{cases} f_{ck} k_{c,\theta} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right], & \text{para } 0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{c2} \\ f_{ck} k_{c,\theta}, & \text{para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \tag{16}$$

onde ϵ_{c2} é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico e ϵ_{cu} é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, ambos indicados na Tabela 1.

- armaduras (aço)

Os diagramas tensão-deformação das armaduras passivas em temperaturas elevadas podem ser elaborados a partir das equações indicadas pela ABNT NBR 15200:2012 [36].

Alternativamente, pode-se utilizar o diagrama simplificado proposto na ABNT NBR 6118:2014 [35], com as expressões também adaptadas para altas temperaturas. Apesar desse diagrama ser válido

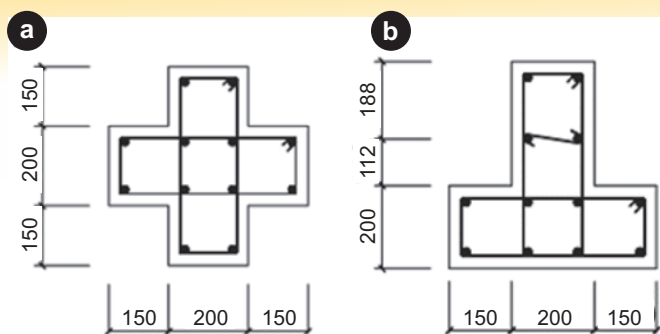


Figura 5
Dimensão dos pilares (em milímetros) com seção (a) em "+" e (b) em "T" [2]

apenas para o intervalo de temperatura entre -20 °C e 150 °C, em trabalhos anteriores realizados por Soares [12], Castro [37] e Moreira *et al.* [17], esse diagrama foi utilizado para o cálculo de estruturas em situação de incêndio e os resultados foram satisfatórios. Para esse diagrama, a deformação de escoamento do aço em altas temperaturas é dada por:

$$\epsilon_{y,d,\theta} = \frac{f_y k_{s,\theta}}{E_s k_{Es,\theta}} \quad (17)$$

e a tensão nas armaduras em altas temperaturas pode ser obtida por:

$$\sigma_{s,\theta} = \begin{cases} E_s k_{Es,\theta} \epsilon_s, & \text{para } \epsilon_s < \epsilon_{y,d,\theta} \\ f_y k_{s,\theta}, & \text{para } \epsilon_s \geq \epsilon_{y,d,\theta} \end{cases} \quad (18)$$

sendo f_y a resistência do aço da armadura passiva à temperatura ambiente, E_s o módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente, $k_{s,\theta}$ e $k_{Es,\theta}$ os fatores de redução da resistência do aço e do módulo de elasticidade do aço em altas temperaturas, respectivamente, indicados na ABNT NBR 15200:2012 [36], ϵ_s a deformação específica da armadura e $\sigma_{s,\theta}$ a tensão normal no aço em altas temperaturas.

f) cálculo dos esforços resistentes (força normal e momentos fletores)

Com as tensões determinadas em cada ponto de Gauss, pode-se calcular a resistência da seção transversal à força normal (N_{Rd}) e aos momentos fletores ($M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$), utilizando-se uma integração por quadratura de Gauss, conforme as Equações (19), (20) e (21):

$$N_{Rd} = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} |J| w \quad (19)$$

$$M_{x,Rd} = \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} (y_{e,p} - y_g) |J| w \quad (20)$$

$$M_{y,Rd} = - \sum_{e=1}^{nelem} \sum_{p=1}^{npg} \sigma_{e,p} (x_{e,p} - x_g) |J| w \quad (21)$$

onde $\sigma_{e,p}$ é a tensão em um ponto de Gauss (p) de um dado elemento (e) com coordenadas ($x_{e,p}$, $y_{e,p}$) e os demais parâmetros já foram definidos.

2.4 Implementação computacional

O programa de computador desenvolvido neste trabalho, denominado *Pisafo*, foi implementado no ambiente de desenvolvimento Delphi, usando a linguagem Object Pascal, em compatibilidade com os algoritmos do gerador de malhas [34] e do Thersys [7]. Com base na malha de elementos finitos e nas temperaturas obtidas na análise térmica, o *Pisafo* realiza a integração das tensões na seção transversal de concreto armado de modo a obter os esforços solicitantes, considerando-se dadas as variáveis δ e β . Assim, implementou-se um algoritmo que permite variar δ e β de modo a se obter as envoltórias de esforços resistentes:

- $M_y \times M_x$, para um valor fixado de N ;
- $M_x \times N$, para um valor fixado de M_y ; e
- $M_y \times N$, para um valor fixado de M_x .

3. Resultados e discussão

Foram realizados exemplos de aplicação com o objetivo de validar o programa *Pisafo*. Os resultados da máxima força normal resistente por pilares de diferentes seções foram comparados com os apresentados na literatura técnica, obtidos em experimentos. Os resultados do máximo momento resistido por vigas, com finalidade de validar os cálculos dos momentos fletores, e as envoltórias $M_y \times M_x$ também foram comparados com a literatura técnica, obtidos com o uso de programas consagrados.

3.1 Experimentos de Xu e Wu [2]

Foram analisados dois pilares com seção em "+" e "T", seguindo as mesmas condições dos experimentos realizados por Xu e Wu [2]. Os ensaios consistiram em aplicar uma força axial centrada de compressão no pilar, a qual permaneceu constante durante a exposição ao fogo, até atingir a ruptura do elemento estrutural.

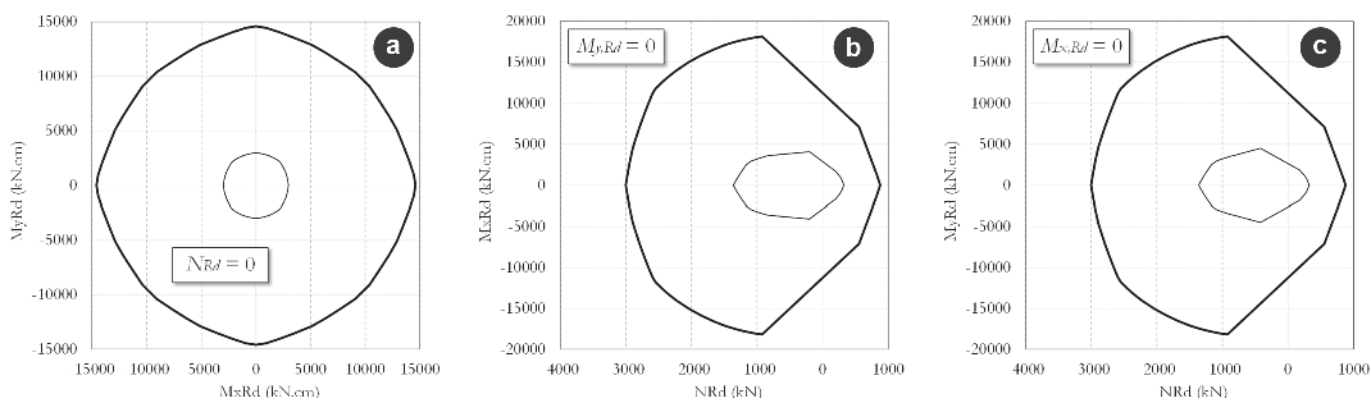


Figura 6
Envoltórias de momentos fletores e força normal com o uso dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012: (a) $M_{y,Rd} \times M_{x,Rd}$, (b) $M_{x,Rd} \times N_{Rd}$ e (c) $M_{y,Rd} \times N_{Rd}$ (temperatura ambiente: linha grossa; 245 minutos de incêndio: linha fina)

Utilizou-se a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 [21] para simulação do incêndio. Os pilares possuíam 12 barras longitudinais com diâmetro de 16 mm e com resistência ao escoamento de 418 MPa. No *Pisafo*, considerou-se o concreto com agregado

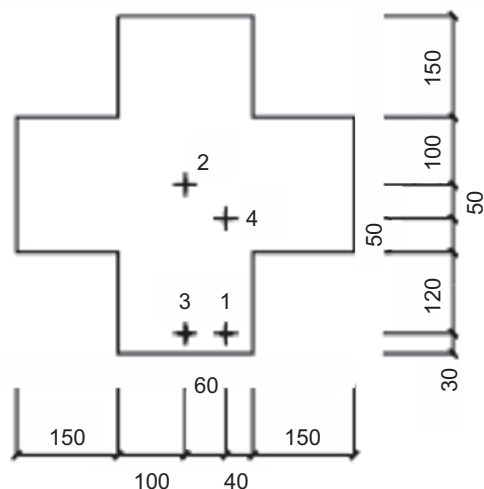


Figura 7
Posição dos termopares na seção “+” (dimensões em milímetros) [2]

silicoso, umidade de 2% e cobrimento das armaduras de 30 mm, considerando que os autores [2] não especificaram o cobrimento adotado. Os experimentos de resistência última dos pilares foram realizados entre 150 e 180 dias após concretagem, sendo que os mesmos foram calculados para terem resistência média de aproximadamente 25 MPa.

Com relação às condições de contorno, os pilares em análise têm todas as suas faces expostas ao fogo. As dimensões dos pilares estudados são mostradas na Figura 5.

a) seção “+”

O pilar apresentou f_{cu} cúbico igual a 37,6 MPa após 150 dias de concretagem, equivalente a um f_{ck} cilíndrico [38] de 30,38 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma força de compressão igual a 1480 kN. O mesmo resistiu 245 minutos de incêndio até se romper.

Com o *Pisafo*, foi possível obter a maior carga de compressão resistida pela seção transversal do pilar em questão, além das envoltórias de momentos fletores e força normal para a temperatura ambiente e em situação de incêndio (Figura 6).

Para se obter as temperaturas na seção transversal durante o ensaio, os autores instalaram termopares em quatro pontos da seção, como mostrado na Figura 7. Assim, foi possível comparar as temperaturas calculadas pelo *Pisafo* com as temperaturas medidas e calculadas por Xu e Wu [2], conforme a Figura 8. Observa-se que há uma boa concordância entre os resultados experimentais e os obtidos pelo *Pisafo*.

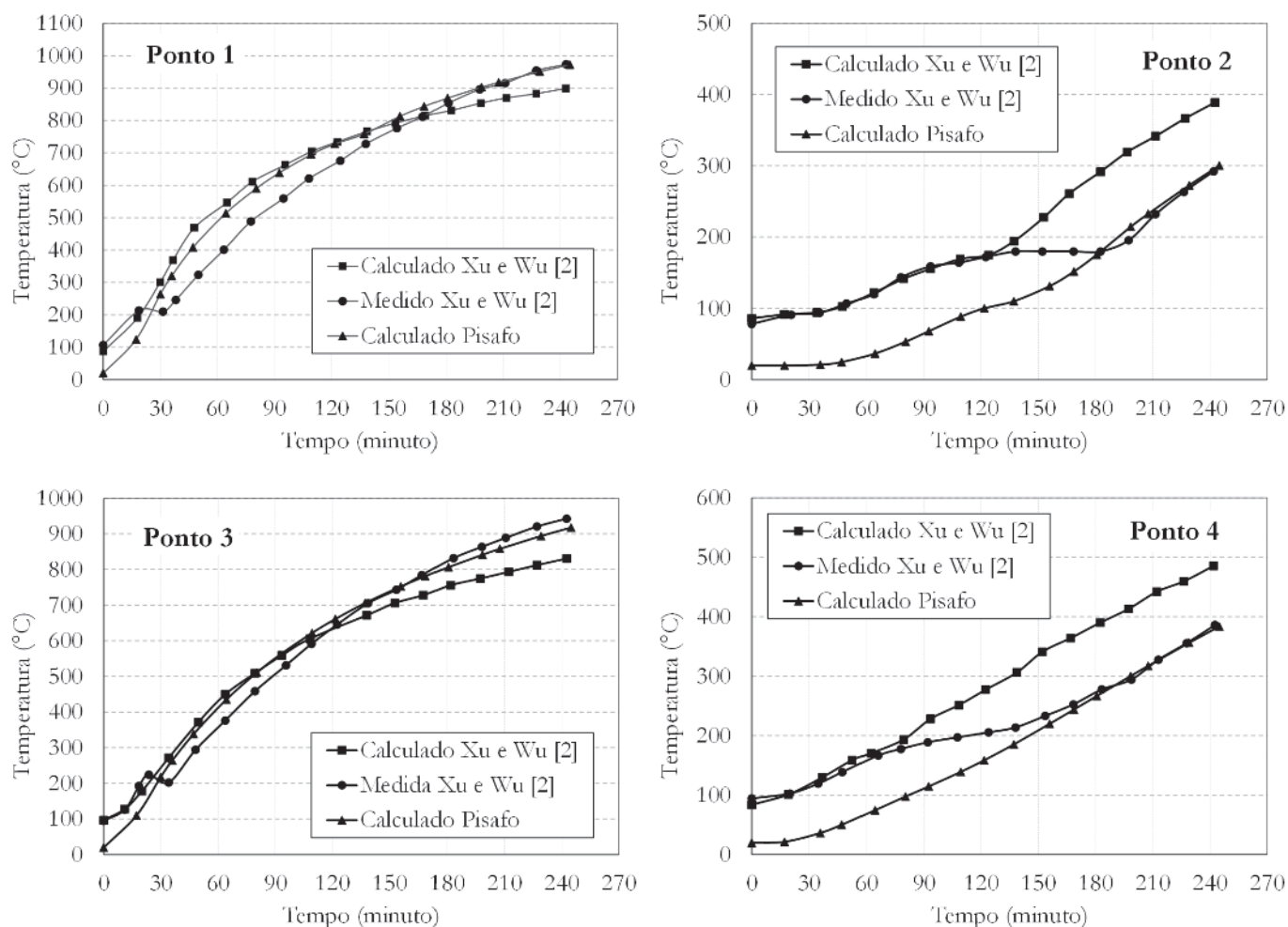
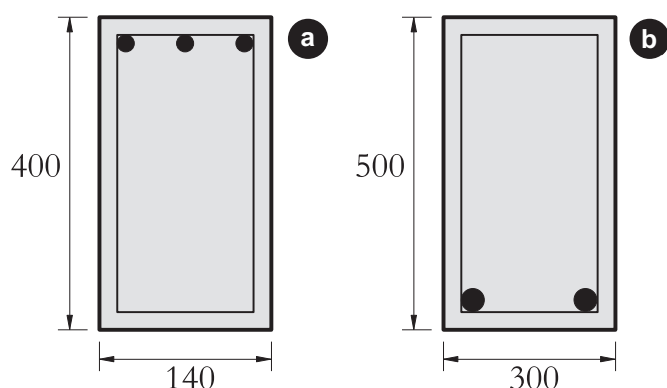


Figura 8
Temperaturas obtidas na seção “+”

Tabela 2

Esforço normal resistente (kN) das seções "+" e "T"

Seção	Xu e Wu [2]	Diagramas da NBR 6118 [35]		Diagramas da NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Erro	Pisafo	Erro
+	-1480	-1721,77	16,3 %	-1363,45	-7,9 %
T	-1902	-2444,04	28,5 %	-1992,39	4,8 %

**Figura 9**

Dimensões das vigas (em milímetros) com (a) armadura negativa e (b) armadura positiva

b) seção "T"

O pilar apresentou f_{cu} cúbico igual a 34,8 MPa após 150 dias de concretagem, correspondendo a um f_{ck} cilíndrico [38] de 28,43 MPa. No experimento, o pilar foi submetido a uma força de compressão de 1902 kN. O mesmo resistiu 148 minutos de incêndio até o colapso.

Na Tabela 2 apresentam-se os resultados obtidos pelo Pisafo, utilizando-se os diagramas propostos na ABNT NBR 6118:2014 [35] modificados para altas temperaturas e os diagramas propostos na ABNT NBR 15200:2012 [36], com seus respectivos erros em relação aos resultados experimentais obtidos por Xu e Wu [2]. Nas análises numéricas, utilizou-se como semente para o gerador de malhas: 20 mm para os elementos de concreto e 8 mm para os elementos de aço. Pode-se observar que o uso dos diagramas propostos na ABNT NBR 6118:2014 modificados para altas temperaturas tende a superestimar a capacidade resistente do elemento estrutural, enquanto que o uso dos diagramas propostos na ABNT NBR 15200:2012 conduz a resultados mais próximos dos obtidos experimentalmente. Em geral, os resultados obtidos pelo Pisafo se mostraram bons ao se comparar com os resultados experimentais de Xu e Wu [2].

Tabela 3

Momento fletor resistente (kN.cm) da viga com armadura negativa

Super TempCalc [39]	Caso	Diagramas da NBR 6118 [35]		Diagramas da NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Erro	Pisafo	Erro
3742,12	A	3722,70	-0,52 %	3618,61	-3,30 %
	B	3726,14	-0,43 %	3624,67	-3,14 %

Tabela 4

Momento fletor resistente (kN.cm) da viga com armadura positiva

Super TempCalc [39]	Caso	Diagramas da NBR 6118 [35]		Diagramas da NBR 15200 [36]	
		Pisafo	Erro	Pisafo	Erro
13826,66	A	11888,87	-14,0 %	11773,64	-14,8 %
	B	11928,78	-13,7 %	11812,43	-14,6 %

3.2 Super TempCalc

Os experimentos realizados por Xu e Wu [2] restringiram qualquer rotação e deslocamento horizontal nas extremidades dos pilares, permitindo apenas o deslocamento vertical. Com isso, tornou-se necessário validar o cálculo dos momentos resistentes por meio da análise de vigas.

Para isso, foi utilizado o programa de computador sueco Super TempCalc, desenvolvido pela Fire Safety Design [39]. Nas análises, considerou-se a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 [21], concreto com agregado silicoso, com resistência de 25 MPa e umidade de 1,5 %. As armaduras foram de aço com resistência ao escoamento de 500 MPa.

Considerou-se três faces da viga (laterais e inferior) expostas ao fogo, sendo a face não exposta (superior) definida como adiabática. As dimensões das vigas com armadura positiva e armadura negativa estão representadas na Figura 9.

a) viga com armadura negativa

Considerou-se a viga armada com 3 barras de 10 mm e com cobrimento de 25 mm. O tempo de incêndio para a análise térmica foi de 60 minutos. Assim como para os pilares, um menor tamanho dos elementos na malha do concreto e do aço resulta em uma maior resistência da estrutura. Mas com essa consideração, o tempo gasto para a análise térmica também torna-se maior.

Na Tabela 3 apresentam-se os resultados obtidos pelo Pisafo com o uso dos diagramas propostos na ABNT NBR 6118:2014 [35] modificados para altas temperaturas e dos diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012 [36], com os respectivos erros em relação ao resultado obtido pelo Super TempCalc [39]. Nessa tabela, utilizou-se como semente para o gerador de malhas no caso A: 15 mm para os elementos de concreto e 6 mm para os elementos de aço, e no caso B: 10 mm para os elementos de concreto e 4 mm para os elementos de aço.

b) viga com armadura positiva

Para o caso da armadura positiva, adotou-se a viga armada com 2 barras de 25 mm e com cobrimento de 40 mm. O tempo de incêndio para a análise térmica foi de 120 minutos.

Na Tabela 4 apresentam-se os resultados obtidos pelo *Pisafo*, em comparação com o resultado obtido pelo *Super TempCalc*, com as mesmas considerações das malhas e dos diagramas tensão-deformação dos materiais feitas no subitem anterior.

No caso de seções transversais sujeitas à flexão, os resultados obtidos pelo *Pisafo* foram precisos para situação de momento fletor negativo e relativamente conservadores para situação de momento fletor positivo. Nesse caso, os diagramas utilizados [35, 36] interferiram pouco nos resultados obtidos.

3.3 Envoltória $M_y \times M_x$ em temperatura ambiente

Ainda para validação do *Pisafo*, realizou-se a comparação entre uma envoltória $M_y \times M_x$ gerada pelo *Pisafo* e a mesma envoltória obtida, em temperatura ambiente, pelo aplicativo web desenvolvido na USP (<http://www.lmc.ep.usp.br/pesquisas/TecEdu/>).

A seção transversal de concreto armado considerada nessa validação possui 20×20 cm², é composta por concreto com f_{ck} igual a 25 MPa e 4 barras de aço CA50 com diâmetro de 10 mm e com

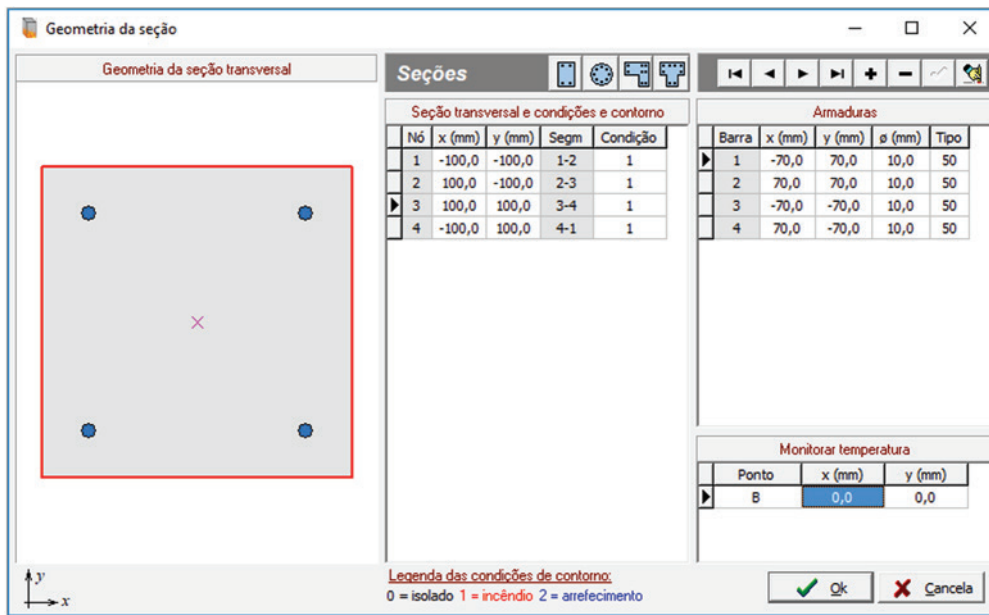


Figura 10 Modelagem da seção transversal do pilar no *Pisafo*

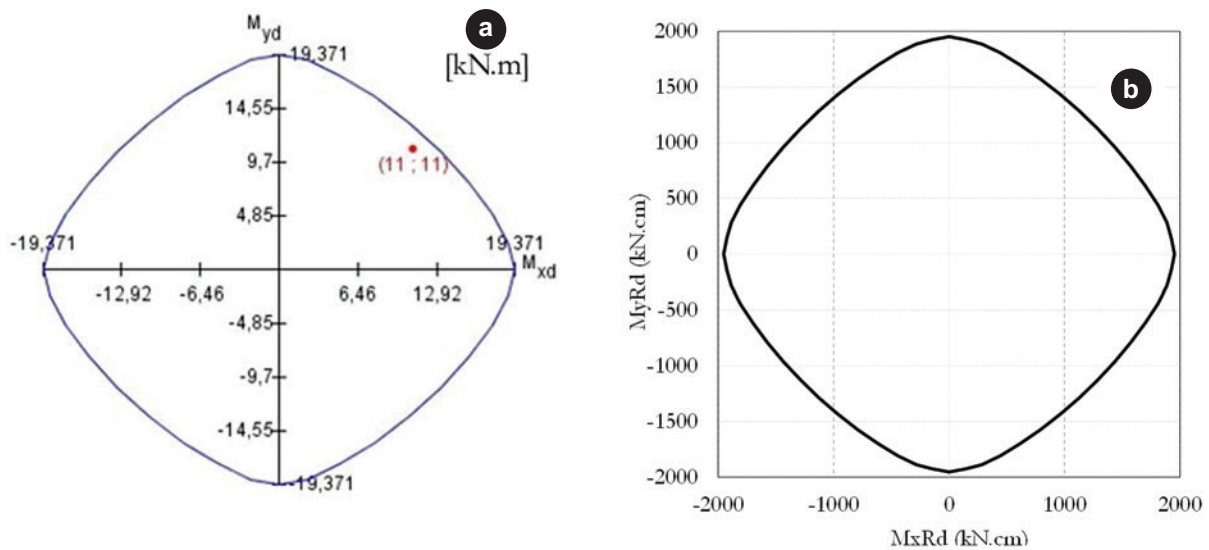


Figura 11 Envoltórias $M_y \times M_x$ obtidas pelo (a) aplicativo web da USP e (b) *Pisafo* – em temperatura ambiente em incêndio (as curvas estão sobrepostas por serem idênticas)

Tabela 5

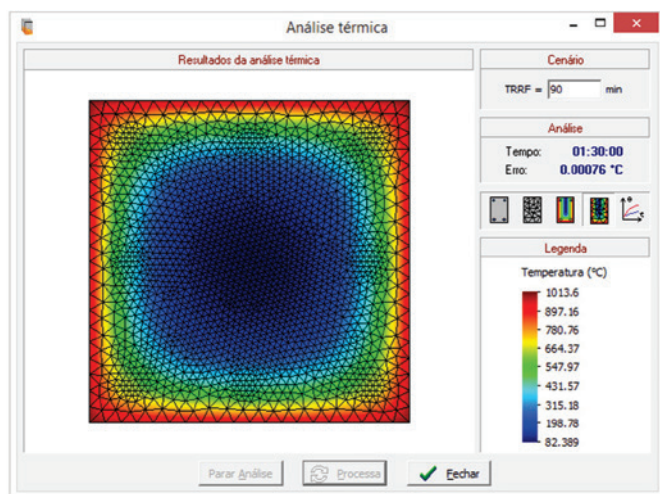
Momentos fletores resistentes M_x e M_y (kN.cm) obtidos pelo aplicativo da USP e pelo Pisafo (usando os diagramas propostos na ABNT NBR 6118:2014 [35])

Esforço resistente	Aplicativo da USP	Pisafo	Erro
M_x	1937,1	1952,62	0,8 %
M_y	1937,1	1952,65	0,8 %

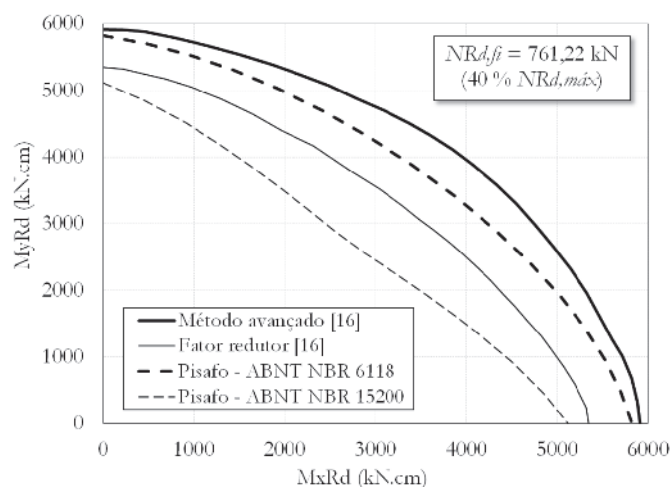
cobrimento de 25 mm. Para a análise em situação de incêndio, foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 [21], uma umidade para o concreto de 0% e todas as faces expostas ao fogo (Figura 10). Considerou-se ainda a seção transversal sujeita a um esforço normal de compressão de 420 kN.

Para validação dos cálculos do pilar em situação de incêndio, definiu-se um TRRF de 0,1 minuto. Dessa forma, a seção não atinge uma temperatura alta e com isso não há redução de suas propriedades mecânicas. Ao considerar os coeficientes de segurança em situação de incêndio idênticos aos utilizados em temperatura ambiente, os resultados da envoltória em situação de incêndio devem ser iguais aos resultados em temperatura ambiente. Utilizou-se como semente para o gerador de malhas: 15 mm para os elementos de concreto e 6 mm para os elementos de aço.

As envoltórias $M_y \times M_x$ do pilar obtidas pelo aplicativo web da USP (em temperatura ambiente) e pelo *Pisafo* (em temperatura ambiente e em situação de incêndio) estão ilustradas na Figura 11. Como esperado, observa-se que as envoltórias em temperatura ambiente e em situação de incêndio obtidas pelo *Pisafo* são coincidentes e muito próximas à envoltória obtida pelo aplicativo web da USP, o que permite validar o algoritmo implementado no *Pisafo*. Na Tabela 5 apresentam-se os resultados numéricos dos momentos fletores resistentes obtidos pelo *Pisafo* com o uso dos diagramas propostos na ABNT NBR 6118:2014 [35], em comparação

**Figura 12**

Resultados da análise térmica obtido pelo Pisafo para o pilar em estudo [16]

**Figura 13**

Comparação das envoltórias $M_y \times M_x$ obtidas pelo Pisafo e por Cherem e Silva [16], usando o método avançado e o fator redutor (propostos por esses autores)

com os resultados obtidos pelo aplicativo web da USP, evidenciando que os resultados são muito próximos.

3.4 Envoltória $M_y \times M_x$ em situação de incêndio

Para avaliação da envoltória $M_y \times M_x$ em situação de incêndio, realizou-se a comparação entre a análise numérica desenvolvida no trabalho de Cherem e Silva [16] e os resultados obtidos com o *Pisafo* para o mesmo problema.

Cherem e Silva [16] analisaram um pilar de concreto de 30×30 cm², utilizando um concreto com f_{ck} igual a 30 MPa e 8 barras de aço CA50 com diâmetro de 10 mm e com cobrimento de 30 mm. Para a análise em situação de incêndio, foi usada a curva de incêndio padrão da ISO 834-1:1999 [21] com um tempo de incêndio de 90 minutos, uma umidade para o concreto de 4 % e todas as faces expostas ao fogo (Figura 12). Considerou-se ainda a seção transversal sujeita a um esforço normal de compressão de 761,22 kN, correspondente a aproximadamente 40 % da resistência à compressão centrada em temperatura ambiente, segundo os autores. Para o gerador de malhas do *Pisafo*, utilizou-se como semente: 15 mm para os elementos de concreto e 6 mm para os elementos de aço.

Em função da dupla simetria da seção, na Figura 13 mostra-se um quarto das envoltórias $M_y \times M_x$ obtidas por Cherem e Silva [16] e pelo *Pisafo*. O "Método avançado" [16] consiste em obter a máxima capacidade resistente da seção utilizando as curvas tensão-deformação propostas na ABNT NBR 15200:2012 por meio de um algoritmo que varia a deformação no centro de gravidade da seção e as curvaturas em torno dos eixos x e y, sem contudo limitar as máximas deformações nos materiais [36]. O "Fator redutor" [16] é um método analítico proposto pelos autores que consiste em um ajustamento da envoltória $M_y \times M_x$ em temperatura ambiente para uma aproximação razoável em situação de incêndio, sem a necessidade de realizar a análise térmica.

Observa-se na Figura 13 que, como o *Pisafo* obtém as envoltórias com base no perfil de deformações [17, 35, 36], a envoltória obtida utilizando-se os diagramas tensão-deformação da ABNT NBR 6118:2014 adaptados para altas temperaturas é mais conservadora que o “Método avançado” [16], porém ainda assim apresentando um ótimo ajustamento (entre -1,5 % e -10,3 %). Ao se utilizar os diagramas tensão-deformação da ABNT NBR 15200:2012, a envoltória obtida pelo *Pisafo* demonstra-se ainda mais conservadora, conforme já observado no item 3.1, porém próxima do método com o “Fator redutor” [16], considerado como razoável pelos autores.

4. Conclusões

Neste trabalho foi desenvolvido um algoritmo computacional, denominado *Pisafo*, para verificação de seções quaisquer de concreto armado submetidas à flexão composta oblíqua em temperatura ambiente e em situação de incêndio.

O algoritmo foi implementado no ambiente de desenvolvimento Delphi, cuja linguagem de programação é o Object Pascal. Foram utilizados o gerador de malhas *EasyMesh*, desenvolvido pelo MIT, e o algoritmo de análise térmica do *Thersys*, desenvolvido por Ribeiro [7]. A análise mecânica consiste em um algoritmo integrador de tensões, com base no perfil de deformações da seção transversal, dado pelos domínios de deformação prescritos na ABNT NBR 6118:2014.

O *Pisafo* permite o uso de qualquer curva de incêndio na análise térmica, bem como variadas formas de seção transversal por ter um gerador de malhas de elementos finitos incorporado no programa. Como resultados, o *Pisafo* permite a elaboração das envoltórias de esforços resistentes da seção transversal: $M_y \times M_x$, $M_y \times N$ e $M_x \times N$.

Para validação do algoritmo implementado, os esforços normais resistentes de pilares com seção “+” e “T” obtidos pelo *Pisafo* foram comparados com valores apresentados na literatura técnica, obtidos em experimentos. Além disso, os momentos fletores resistentes de vigas, bem como a envoltória $M_y \times M_x$, também foram comparados com resultados citados na literatura técnica, obtidos com o uso de programas consagrados.

Observou-se que os resultados obtidos com o *Pisafo* na análise de pilares sujeitos à compressão centrada, quando comparados com os resultados experimentais apresentados no trabalho de Xu e Wu [2], foram maiores quando usados os diagramas propostos pela ABNT NBR 6118:2014 modificados para situação de incêndio, chegando a ter uma diferença de até 28,5 %. Ao se utilizar os diagramas propostos pela ABNT NBR 15200:2012, as resistências obtidas pelo *Pisafo* foram mais próximas dos resultados experimentais, com diferenças de -7,88 % até 5,06 %, dependendo do tipo de seção transversal.

Quando se comparam os resultados obtidos pelo *Pisafo* para momentos fletores com os obtidos pelo aplicativo web desenvolvido pela USP e pelo software Super TempCalc, observa-se que os erros são menores. Em relação ao Super TempCalc, as diferenças chegam a -14,8 % quando usados os diagramas propostos pela ABNT NBR 6118:2014 e pela ABNT NBR 15200:2012. Em relação ao aplicativo web da USP, para análise em temperatura ambiente, as diferenças obtidas usando os diagramas propostos pela ABNT NBR 6118:2014 são desprezáveis, da ordem de 0,80 %. No entanto, a comparação das envoltórias em situação de in-

cêndio obtidas pelo *Pisafo* e no trabalho de Cherem e Silva [16], também com os diagramas propostos pela ABNT NBR 6118:2014, conduzem a diferenças maiores, da ordem de -1,5 % a -10,3 %. Acredita-se que alguns fatores colaboraram para essa maior diferença em relação aos resultados experimentais de Xu e Wu [2]. O primeiro deles é devido às propriedades térmicas reais dos concretos utilizados nos ensaios não serem exatamente as mesmas usadas pelo *Pisafo*, que usa valores normatizados. Outro fator que também contribuiu para essa diferença é o fato de os artigos não especificarem todas as condições do ensaio, como por exemplo a falta de dados sobre o cobrimento ou a umidade do concreto. Além disso, ressalta-se a não consideração do *spalling* na análise computacional, fato também omitido por Xu e Wu [2] nos resultados experimentais.

5. Agradecimentos

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001. Os autores agradecem também ao Departamento de Engenharia Civil/UFV pela infraestrutura disponibilizada para o desenvolvimento deste trabalho.

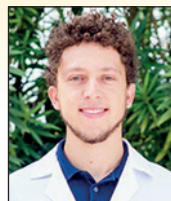
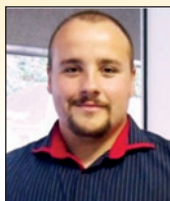
6. Referências bibliográficas

- [1] BRUSHLINSKY, N. N.; AHRENS, M.; SOKOLOV, S. V.; WAGNER, P. World Fire Statistics. Center of Fire Statistics of International Association of Fire and Rescue Service, report n. 21, 2016.
- [2] XU, Y.; WU, B. Fire resistance of reinforced concrete columns with L-, T- and +-shaped cross-sections. *Fire Safety Journal*, v.44, p.869-880, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.fire-saf.2009.04.002>
- [3] FRANSSEN, J. M.; DOTREPPE, J. C. Fire tests and calculation methods for circular concrete columns. *Fire Technology*, v. 39, p. 89-97, 2003.
- [4] LIE, T. T.; WOOLERTON, J. L. Fire resistance of reinforced concrete columns – Test results. National Research Council Canada, Internal Report, n 569. 1988.
- [5] CHEN, Y.; CHANG, Y.; YAO, G. C.; SHEU, M. Experimental research on post-fire behaviour of reinforced concrete columns. *Fire Safety Journal*, v. 44, p. 741-748, 2009. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.02.004>
- [6] FAKURY, R. H.; LAS CASAS, E. B.; FIGUEIREDO Jr, F. P.; ABREU, L. M. P. Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 61, n. 8, p. 1094-1107, 2005. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.02.003>
- [7] RIBEIRO, J. C. L. Simulação via método dos elementos finitos da distribuição tridimensional de temperatura em estruturas em situação de incêndio, Belo Horizonte, 2004, Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.
- [8] VILA REAL, P. M. M. Modelação por elementos finitos do comportamento térmico e termo-elástico de sólidos sujeitos a elevados gradientes térmicos, Porto (Portugal), 1988, Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

- [9] RIBEIRO, J. C. L.; FAKURY, R. H.; LAS CASAS, E. B. Desenvolvimento de um sistema via método dos elementos finitos para simulação do comportamento de elementos estruturais de aço e mistos em situação de incêndio. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 8, n. 3, p. 20-33, 2011.
- [10] LIE, T. T.; CELIKKOL, B. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 1, p. 84-91, 1991.
- [11] DOTREPPE, J. C.; FRANSSEN, J. M.; VANDERZEYPEN, Y. Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions. *ACI Structural Journal*, vol. 96, n. 1, p. 9-18, 1999.
- [12] SOARES, E. M. P.; SILVA, N. A. Verificação de peças usuais de concreto armado em situação de incêndio. *In: XXXI Jornadas Sulamericanas de Ingeniería Estructural*, 2004, Mendoza.
- [13] RODRIGUES, M. P. P.; SILVA, N. A. Flexão normal composta em seções retangulares de concreto armado em situação de incêndio. *In: 51º Congresso Brasileiro do Concreto*, 2009, Curitiba. *Anais do 51 Congresso Brasileiro do Concreto*. São Paulo: Ibracon, v. 51, 2009.
- [14] LIE, T. T.; IRWIN, R. J. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section. *ACI Structural Journal*, v. 90, n. 1, p. 52-60, 1993.
- [15] ALBUQUERQUE, G. B. M. L.; SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.6, n.4, p.513-536, 2013.
- [16] CHEREM, M.; SILVA, V. P. Determination of the ULS, for columns with small dimensions, under biaxial bending and symmetrical fire conditions. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 10, n. 2, p. 451-476, 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000200009>
- [17] MOREIRA, A. M. M.; SILVA, N. A.; SILVA, R. M. Verificação de seções retangulares de concreto armado submetidas à flexão oblíqua composta em situação de incêndio. *In: Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, 34º, Pirenópolis, 2013, Anais, 2013, p.1-19.
- [18] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, São Paulo: Blucher, 2ed, 2016, 237 p.
- [19] BARNETT, C. R. BFD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures. *Fire Safety Journal*, v.37, 2002; p.437-463. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(02\)00006-1](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(02)00006-1)
- [20] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. Eurocode 1: Actions in structures: part 1-2 General actions – Actions on structures exposed to fire. - EN1991-1-2:2002, Bruxelas, Bélgica, 2002.
- [21] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: fire-resistance tests: elements of building construction – part 1.1: general requirements for fire resistance testing. – ISO834-1:1999, Geneva, 1999.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. - NBR 14432, Rio de Janeiro, 2001.
- [23] BUCHANAN, A. H. Structural design for fire safety, New York: Wiley, 2001, 421 p.
- [24] BATTISTA, R. C.; BATISTA, E. M.; CARVALHO, E. M. L. Reabilitação estrutural do prédio do aeroporto Santos Dumont após danos causados por incêndio. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Puerto Rico, v.1, n.1, 2001; p.51-60.
- [25] DHIR, R. K.; CHANA, P.; CALISKAN, S.; LAVINGIA, R. Concrete for fire engineering, Watford: IHS BRE Press, 2008, 322 p.
- [26] KHOURY, G. A. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v.2, n.4, 2000; p.429-447. <http://dx.doi.org/10.1002/pse.51>
- [27] LANDI, F. R. Ação do incêndio sobre as estruturas de concreto armado, São Paulo, 1986, Boletim Técnico BT / PCC - 86/001, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [28] KALIFA, P.; MENNETEAU, F. D.; QUENARD, D. Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures. *Cement and Concrete Research*, n. 30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 2000.
- [29] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design. - EN1992-1-2:2004, Bruxelas, Bélgica, 2004.
- [30] PURKISS, J. A.; LI, L. Y. Fire safety engineering design of structures, Boca Raton-FL: CRC Press, 3ed, 2014.
- [31] KODUR, V. R.; SULTAN, M. A. Structural behaviour of high strength concrete columns exposed to fire. *In: International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete*, p. 217-232, 1998.
- [32] DEENY, S.; STRATFORD, T.; DHAKAL, R. P.; MOSS, P. J.; BUCHANAN, A. H. Spalling of concrete: implications for structural performance in fire. *In: Australasian Conferences on the Mechanics of Structures and Materials*, 20º, Toowoomba (University of Southern Queensland), p.1-5, 2008.
- [33] NICENO, B. EasyMesh: A two-dimensional quality mesh generator. MIT & Consortium for International Development of the University of Trieste. http://web.mit.edu/easymesh_v1.4/www/easymesh.html. Acesso em: 15/mar/2015.
- [34] BITENCOURT, O. S.; RIBEIRO, J. C. L.; ALVARENGA, R. C. S. Desenvolvimento de gerador de malhas bidimensional, Viçosa, 2016, Relatório de pesquisa, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [36] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento. - NBR 15200, Rio de Janeiro, 2012.
- [37] CASTRO, G. G. S. Um método geral de cálculo para verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, Belo Horizonte, 2005, Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.
- [38] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures: Part 1-1: General rules and rules for buildings. - EN1992-1-1:2004, Bruxelas, Bélgica, 2004.
- [39] Fire Safety Design - FSD. TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, p.129, 2007.

Case study: influence of performance levels of ABNT NBR 15575 without consumption of materials used in reinforced concrete structures

Estudo de caso: influência dos níveis de desempenho da ABNT NBR 15575 no consumo de materiais utilizados em estruturas de concreto armado



F. S. CUNHA ^a
fselaucunha@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-7496-3908>

K. A. L. COLLA ^a
klebercolla@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5234-920X>

H. EHRENBING ^a
hzamis@unisinis.com
<https://orcid.org/0000-0002-0339-9825>

F. L. BOLINA ^a
fabriciolb@unisinis.br
<https://orcid.org/0000-0002-0495-099X>

B. TUTIKIAN ^a
bftutikian@unisinis.br
<https://orcid.org/0000-0003-1319-0547>

Abstract

The Brazilian construction industry still discusses the consequence of the Performance Standard on housing developments. According to ABNT NBR 15575 [1], the systems that compose residential buildings need to meet minimum performance requirements. Among the systems, the structural must reach a minimum Service Life (SL) of 50 years, or intermediate or higher that corresponds to 63 and 75 years, respectively. The industry also debates the impact and viability of increasing the SL of reinforced concrete structures. Therefore, this article aimed to analyze a single reinforced concrete building designed for the 3 SL specified by ABNT NBR 15575 [1]. The study focused on the total consumption of steel and concrete. The structure's designed conditions of exposure were varied for each performance level, based on the 4 environmental exposure classes (EEC) of ABNT NBR 6118 [3] and ABNT NBR 12655 [11], totaling 12 situations. It was noted that the increased performance level increases consumption of materials, and the designs made for EEC IV consumed 12.3% and 16.2% more steel and concrete at the intermediate and superior performance levels respectively, when compared to the minimum performance level.

Keywords: brazilian performance standard, concrete structure, service life.

Resumo

O setor da construção civil ainda discute a consequência da Norma de Desempenho nas edificações habitacionais. Segundo a ABNT NBR 15575 [1], os sistemas que compõem edificações residenciais necessitam atingir os requisitos mínimos de desempenho. Dentre os sistemas, o estrutural deve atender a uma Vida Útil de Projeto (VUP) mínima de 50 anos, ou intermediária ou superior, correspondendo à 63 e 75 anos, respectivamente. É debatido no setor o impacto e a viabilidade do incremento da VUP nas estruturas de concreto armado. Diante disso, esse artigo objetivou analisar uma mesma edificação em concreto armado projetada para as 3 VUPs contempladas pela ABNT NBR 15575 [1]. O estudo concentrou-se no consumo total de aço e concreto. Para cada nível de desempenho, variaram-se as condições de exposição da estrutura para o dimensionamento, com base nas 4 classes de agressividade ambiental (CAA) da ABNT NBR 6118 [3] e ABNT NBR 12655 [11], totalizando 12 situações. Verificou-se que o incremento do nível de desempenho aumenta o consumo dos materiais, sendo que os projetos elaborados para a CAA IV tiveram um consumo de 12,3% e 16,2% de aço e concreto superior para os níveis intermediário e superior de desempenho, respectivamente, comparando com o nível mínimo de desempenho.

Palavras-chave: norma de desempenho, estruturas de concreto armado, vida útil de projeto.

^a Unisinis, itt Performance, São Leopoldo, RS, Brasil.

1. Introduction

The Brazilian construction industry has shown notorious reactions to the implementation of ABNT NBR 15575 [1]. The standard determines minimum performance requisites that must be applied to systems that make up housing developments to meet requirements of habitability, safety and sustainability [2]. For each requirement, the standard defines minimum, intermediate and superior performance levels, with direct consequences to their stages of use. Among these concepts is the SL, the minimum timespan that systems must remain meeting the performance of design. For reinforced concrete structures, the SL that the system must achieve is related to the performance level sought, which is presented in the performance standard [1].

Since ABNT NBR 15575 is not prescriptive, the performance requirements must be satisfied based on the design standards to which the structure is subjected. The standards adopted for reinforced concrete are ABNT NBR 6118 [3], ABNT NBR 6120 [4], ABNT NBR 8681 [5], ABNT NBR 6123 [6], and others. Except for ABNT NBR 6123 [6], the other standards prescribe requirements for a SL of 50 years [7]. To that end, foreign standards or technical studies with fundament must be consulted to reach intermediate and superior levels as they allow the adoption of consistent design criteria. Hence studies such as Bolina *et al.* [7] and Bolina and Tutikian [8,9] serve as starting point for more sophisticated analyses that strive for SL values above the minimum that have not been defined by Brazilian standards yet.

Concerning durability, the design parameters must contemplate external environmental agents. According to Tutikian and Helene [10], the durability of concrete structures depends on extrinsic factors such as the presence of salts, sea sprays, acid rain, and intrinsic factors, among which are the cement type, water-cement ratio, additions and admixtures. As presented by ABNT NBR 12655 [11] and, if the criteria set by ABNT NBR 6118 [3] have been met, the structures'

durability depends directly on the characteristics of concrete and its surroundings. Due to correlations between the structure's characteristics and the concrete used, ABNT NBR 6118 [3] recommends the adoption of specific requirements to achieve the minimum durability prescribed. Bolina and Tutikian [8] assume that the recommendations of this standard regard a SL of 50 years. This assumption is based on ABNT NBR 8681 [5], which proposes increase factors for the combination of loads admitted for the period of 50 years. Thus, designs that seek to surpass the minimum performance level require an analysis of the design parameters of ABNT NBR 6118 [3].

Pertaining the loads admitted in the structural design, permanent loads do not change over time, so they do not change with respect to the SL sought [12]. On the other hand, accidental loads, or imposed loads, vary during service life and must be analyzed for performances levels that surpass the minimum. Because these loads vary over time, the Brazilian standard, ABNT NBR 8681 [5], suggests characteristic values that have from 25 to 35% of probability of occurring over a period of 50 years, disregarding any consideration for response times of 63 and 75 years to these actions [7].

As for wind action, ABNT NBR 6123 [6] states that it is necessary to use zones proposed when defining the wind speeds of each region. The values of the zones consider wind blasts of 3 seconds with 63% of probability of occurring once every 50 years. When a structure is designed to surpass the minimum performance levels, specific equations to determine the base wind speed must be used, as show in Attachment B of that standard.

It is then noted that the Brazilian system of standards applied to structural design still cannot deplete the requirements of ABNT NBR 15575 [1] for a SL of over 50 years. Regarding the costs, next to 40% of the total resources of the industry and 35% of construction works are directed towards repair of structures in an attempt to increase their SL [13, 14]. However, the structural design does not hold information on the additional cost to reach performance levels above the minimum, that is, to increase SL. Therefore, this study

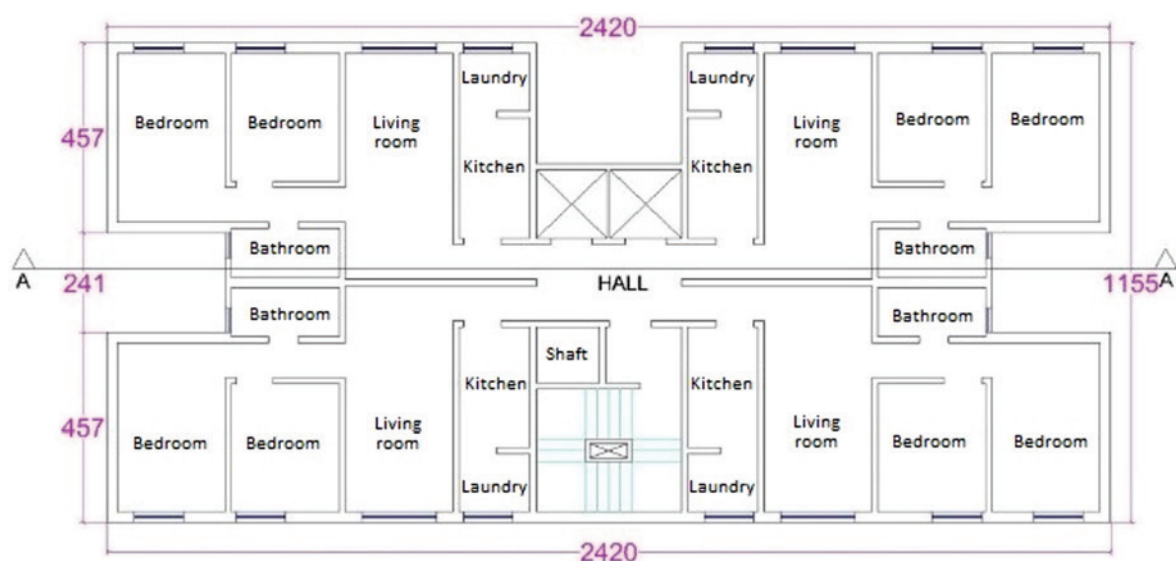


Figure 1
Plan view of the architectural design of the typical floor

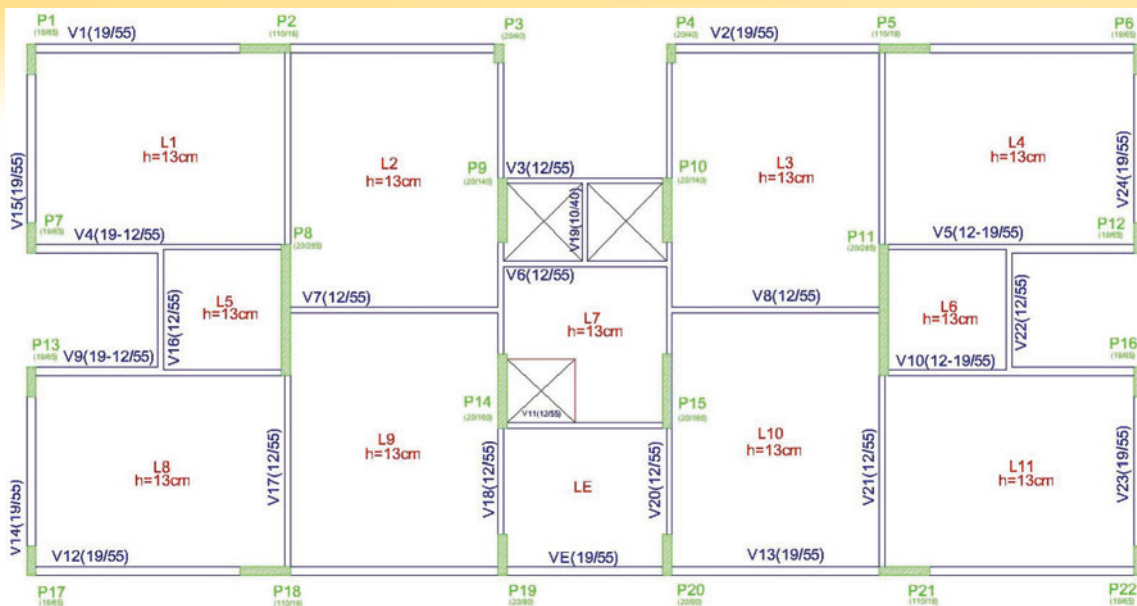


Figure 2
Plan view of the formwork of the typical floor

aims to dimension a single structure, namely a single hypothetical building, for the 3 performance levels prescribed in standard, using the 4 environmental exposure classes (EEC) of NBR 6118 [3], totaling 12 designs, to assess the additional amount of materials incorporated to the system. The impact the performance level has on the amount materials of design of reinforced concrete structures was based on the concrete volume analysis and the total consumption of steel from reinforcements.

The variables considered for each project were: reinforcement cover thickness and compressive strength of concrete as durability parameters; and the magnitude of variable actions – including the wind – and their respective weighting coefficients as parameters of safety and structural dimensioning.

2. Experimental procedures

The criteria and parameters adopted for the 12 structural designs developed are presented as follows.

2.1 Design

The object of study is an architectural design of a residential building with nine floors. In total, 8 floors are leveled and one is the ground

floor. Each leveled floor had area of 255.62 m², with 4 apartments with two bedrooms, living room, kitchen, laundry and bathroom, depicted in Figure 1. On the ground floor stood the halls, corridors and commercial spaces, with the same area as the other floors.

The reinforced concrete structure is made of solid slabs, rectangular beams with spans of two to six meters, with ceiling height of 2.95 m between floors. The column placement was analyzed and determined as to contribute to the stiffness of the building. The beams bore loads from masonry walls, with sealing function and thickness of 12 cm and 14 cm for exterior and interior walls respectively. The structure was calculated with the computer-aided simulation software, Eberick® version 10, which informed the amount of materials of each project. During the dimensioning of structural elements, a degree of utilization next to 100% was sought. For the main reinforcements, type CA-50 steel was used, whereas the stirrups were made of type CA-60 steel. The 12 structural designs followed the same architectural design, keeping the placement of structural element and the preset areas of utilization, as per Figure 2. The simulation models remained unchanged.

2.2 Procedure

In order to reach the goal of this study, the baseline design was dimensioned for each one of 4 EECs defined by ABNT NBR 6118 [3]

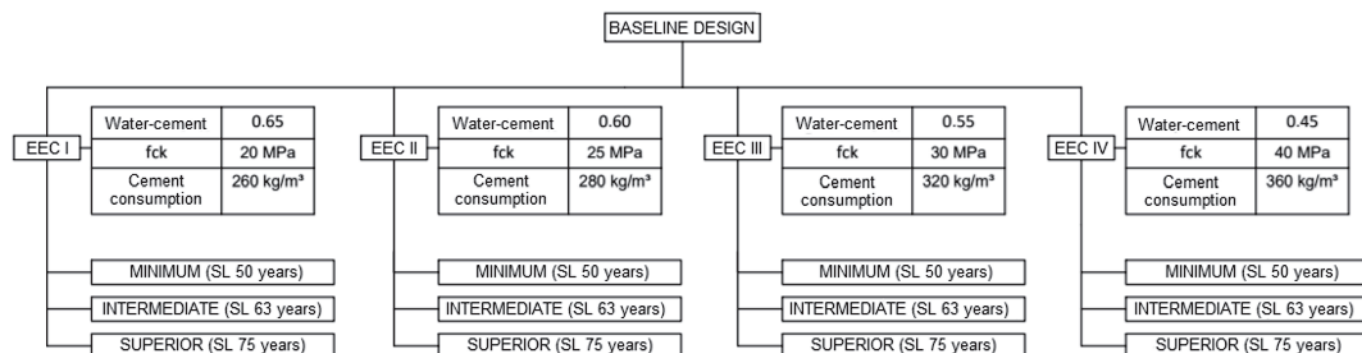


Figure 3
Project flow chart

Table 1

Load values proposed for minimum, intermediate and superior performance of service life of durability for residential buildings

Type	Description	Load (kN/m ²)		
		SL (years)		
		50	63	75
Residential buildings	Bedrooms, living room, pantry, kitchen e bathroom	1.50	1.55	1.57
	Larder, service area and laundry	2.00	2.05	2.09
Stairs	With public access	3.00	3.08	3.10
	No public access	2.50	2.26	2.61
Balconies	No public access	2.00	2.06	2.09
	With public access	3.00	3.08	3.13
	Inaccessible to people	0.50	0.51	0.52

and ABNT NBR 12655 [11]. The design variables were compressive strength, reinforcement cover and the magnitude of imposed loads and wind. Each EEC was subjected to dimensioning to the three performance levels of ABNT NBR 15575 [1], being them minimum, intermediate and superior. The flowchart of Figure 3 depicts the procedure undertaken.

2.3 Loads considered

Presuming that the building does not change, it was assumed that the weight of the structure itself does not change over time. The base for imposed loads was provided by Bolina and Tutikian [8], who had determined increase factors for accidental loads of a building when the intended service life is 63 and 75 years, that is, the intermediate and superior performance levels. Table 1 shows the values of variable actions for each SL mentioned in ABNT NBR 15575 [1]. The reference wind speed of design was defined in accordance with ABNT NBR 6123 [6]. For the topographic factor S1, a building on a flat terrain was considered, whose factor is equals 1. For factor S2, which contemplates terrain roughness and building size, the structure was graded class B as it presented the highest and lowest front dimension of wind action between 20 m and 50 m, and category V, which regards terrains covered by several big, tall obstacles with little space in-between, with factor equals 0.95. Lastly, statistical factor S3, minding that the building has residential use, was assumed to be equals 1. For periods that surpass 50 years, ABNT 6123 [6] presents in its Attachment B a statistical method that corrects factor S3 with

Table 2

Reference wind speed for each SL

SL (years)	Base wind speed (v ₀)		
	50	63	75
S1	1.00	1.00	1.00
S2	0.95	0.95	0.95
S3	1.00	1.04	1.06
v ₀ (m/s)	45.00	46.80	47.70

respect to the 3-seconds return period of wind blasts, consequently changing the reference wind speed extracted from the zones, which is valid for a return period of 50 years. Applying the standard to SL of 63 and 73 years yielded S3 factors of 1.04 and 1.06 respectively. Therefore, considering the reference wind speed of 45 m/s (Region V) as the zones of the standard depict, Table 2 presents the design corrections proper to intermediate and superior performance levels.

2.4 Durability parameters

The durability parameters for ages higher than 50 years were defined after Bolina and Tutikian [8], who had used theoretical SL prediction models adjusted by the parameters of ABNT NBR 6118 [3], and foreign standards to extrapolate the service lives of 63 and 75 years, as per Table 3. It should be noted that, for the sake of the structural designs of this article, only reinforcement cover thickness and class of concrete strength were influential.

Table 3

Structural dimensioning parameters for durability for SL of 50, 63 and 75 years

EEC	SL (years)	I			II			III			IV		
		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Slab	C	20	25	30	25	35	40	35	45	50	45	55	65
	CR	C20	C25	C30	C20	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	AC	0.65	0.60	0.60	0.60	0.50	0.50	0.55	0.45	0.40	0.45	0.40	0.40
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380
Beam/Column	C	25	30	35	30	40	45	40	50	55	50	60	70
	CS	C20	C25	C30	C25	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	WC	0.65	0.60	0.60	0.60	0.50	0.5	0.55	0.45	0.40	0.45	0.40	0.35
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380
Elements in contact with the ground	C	30	30	40	30	40	45	40	50	55	50	60	70
	CS	C20	C25	C30	C25	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	WC	0.65	0.60	0.60	0.60	0.50	0.45	0.55	0.45	0.40	0.45	0.35	0.35
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380

C = cover (mm); CS = class of concrete strength; WC = water-cement ratio; CC= cement consumption (kg/m³)

Table 4

Comparison of material consumption for slabs

EEC		I			II			III			IV		
SL (years)		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Steel consumption (kg)	CA50	8570	8216	9950	8570	10196	11589	10259	11592	12660	11529	12259	14027
	CA60	817	1119	47	817	30	45	29	404	44	413	642	39
	Total	9387	9335	9997	9387	10227	11633	10337	11996	12704	11942	12900	14066
Change in consumption (%)		0	-1	6.5	0	8.9	23.9	0	16.0	22.9	0	8.0	17.8
Class of concrete strength		C20	C25	C30	C25	C35	C40	C35	C40	C40	C40	C50	C50
Concrete volume (m ³)		279	279.1	278.6	279	278.2	277.7	277	277.2	276.9	277.6	318.7	337.6
Change in consumption (%)		0	0	-0.2	0	-0.3	-0.5	0	0.1	0.0	0	14.8	21.6
Steel consumption (kgf/m ³)		33.6	33.4	35.9	33.6	36.8	41.9	37.1	43.3	45.9	43	40.5	41.7

3. Results and discussions

3.1 Slabs

Table 4 presents, for the 4 EECs of ABNT NBR 6118 [3], a comparison of consumption of steel and concrete for slabs under different performance levels.

The increased reinforcement cover thickness, which is required to increase the performance level of the piece, did not provoke the remodeling of its geometry except for EEC IV. Since the areas of slabs were higher than those of beams and columns, these elements, when remodeling was needed, presented considerable increases of concrete consumption, reaching over 20% for the superior performance level of EEC IV.

When concrete consumption is stable, the loads generated by the increase of its own weight do not change and do not impact steel consumption. Therefore, the same initial thickness of the element (13 cm) was preserved. A slab with SL 75 years to EEC III loses about 15.8% of its usable height when compared to the minimum performance, hence influencing the increase of area of steel required.

Slabs are subjected to bending moments and have longitudinal fibers in their rigid body that bear tensile and compressive stresses whose magnitudes vary according the circumstances of load and the element itself. Due to the low tensile strength of concrete, increasing compressive strength to comply with the durability parameter did not cause considerable effects to the stiffening of the piece on the stressed fibers.

Due to their slenderness and the type of stress borne, the slabs were sensitive to load changes. Hence, the increase of load related to SL, enhanced by the approximation of the reinforcement to the neutral axis in view of the increased cover thickness, causes the area of steel of the pieces to increase. For EEC III, increasing SL to 63 years changed steel consumption by 16.0%. Comparing the least and most intense situations, EEC I and SL 50 years versus EEC IV and SL 75 years, steel consumption was 50% higher in the worse condition. The choice of performance level of reinforced concrete structures can then be decisive to the costs of the structure.

When EEC I is analyzed separately, though, it demonstrates that the increased steel consumption did not occur proportionately. Seeing that the load increased along with SL, no matter the EEC, and that cement consumption did not vary for EEC I, EEC II and EEC III, the disparity of the increased steel consumption took place from the usable height of the piece.

3.2 Beams

Table 5 compares the consumption of materials for beams among the multitude of performance levels and EEC.

Aiming to preserve the minimum bar spacing dictated by ABNT NBR 6118 [3], the elements had to be remodeled due to the variation of usable thicknesses. It is clear that, as SL and EEC increased, the requirements became stricter and pieces demanded an increase of material consumption. Comparing the most and least favorable conditions, namely EEC I and SL 50 years versus EEC IV and SL 75 years, the differences reached 33.0% for

Table 5

Comparison of material consumption for beams

EEC		I			II			III			IV		
SL (years)		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Steel consumption (kg)	CA50	8217	8358	8368	8111	8001	8262	7878	8355	8522	8038	8738	9510
	CA60	1508	1503	1660	1505	1829	1878	1979	1863	1949	1841	2143	2389
	Total	9725	9862	10028	9616	9830	10140	9857	10218	10471	9879	10881	11899
Change in consumption (%)		0	1.4	3.1	0	2.2	5.4	0	3.7	6.2	0	10.1	20.4
Class of concrete strength		C20	C25	C30	C25	C40	C40	C40	C40	C40	C40	C50	C50
Concrete volume (m ³)		148.1	148.1	154.9	148.1	157.9	164.8	159.7	168.3	174.6	165.5	179.5	197
Change in consumption (%)		0	0	4.6	0	6.6	11.3	0	5.4	9.3	0	8.5	19.0
Steel consumption (kgf/m ³)		65.7	66.6	64.7	64.9	62.2	61.5	58.3	60.7	60	59.7	60.6	60.4

Table 6
Comparativo de consumo de materiais nos pilares

EEC	SL (years)	I			II			III			IV		
		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Steel consumption (kg)	CA50	6730	6934	6253	6595	6026	6016	6027	6023	6013	6023	5938	5930
	CA60	3402	3240	3220	3429	3067	3002	3061	2920	2854	2917	2773	2650
	Total	10132	10174	9473	10024	9093	9018	9137	8943	8867	8939	8712	8580
Change in consumption (%)		0	0.4	-6.5	0	-9.3	-10.0	0	-2.1	-3.0	0	-2.5	-4.0
Class of concrete strength		C20	C25	C30	C25	C40	C40	C40	C40	C40	C40	C50	C50
Concrete volume (m ³)		138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	138.2	141.0
Change in consumption (%)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.0
Steel consumption (kgf/m ³)		73.3	73.6	68.6	72.5	65.8	65.3	65.8	64.7	64.2	64.7	63.0	60.8

concrete. The slabs turned out to be more sensitive than the beams under harsher conditions, even if both elements were subjected to tensile stresses.

The dimensions of the piece were increased on the base of their cross-section without changing their stiffness for tensile stresses, as in the increase of usable height. Still, considering the increased characteristic strength of concrete, the bigger dimension made the piece stiffer. In the end, the rate of steel per cubic meter was lower as the SL of EEC I and II increased, whereas the rate of reinforcements of EEC III and IV increased.

Nevertheless, the reduction at EEC I and II was a consequence of the increased concrete volume. When analyzed alone, steel consumption grew as the EEC and SL increased because the weight of slabs and beams and the imposed loads grew as well. Added to the reinforcement displacement and the reduction of usable height, steel consumption achieved an increase of up to 20.4% for EEC IV for SL 75 years.

3.3 Columns

Table 6 compares the consumption of materials for the columns with varying performance levels for the 4 EECs.

As the service life of columns increased, the reinforcement covers within a same EEC increased between 10% and 33%. Concrete consumption did not vary, but the area of reinforcements did, suggesting that remodeling the section was not required, except for EEC IV, as the section area of the column had to be increased by 2.0% due to the increased reinforcement cover that reached 50 mm. The stabilization of concrete consumption was made possible by the increased compressive strength of concrete, attributable to the durability parameters. Whereas the minimum cover, another criterion, reduced the usable area of the piece, the increased moment capacity of the columns led to a reduction of the steel area needed, despite the increase of loads for a SL of 63 and 75 years, except for EEC II, whose durability parameters did not achieve the minimum level required for the increased concrete strength to be enough to resist the increased load. Figure 4 depicts the loss of usable area with respect to a total area equals X, along with the increased compressive strength, for a section of the regular design column with dimensions of 20x90 cm. As a result, for intermediate and superior performance, the minimum cover and strength parameters got equalized, stabilizing concrete consumption. However, the durability parameters led to higher cement consumption,

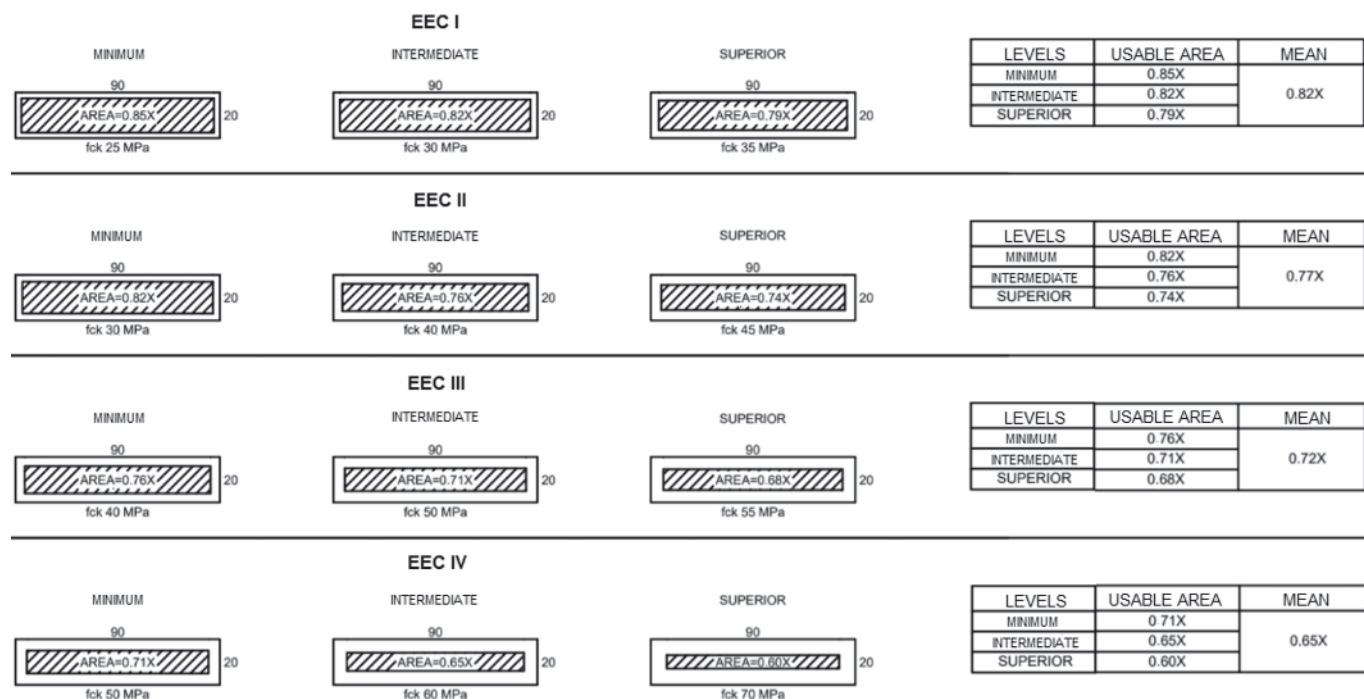


Figure 4
Comparison of the influence of durability parameters on usable area and strength of a column

Table 7
Comparison of material consumption for the structure

EEC	I			II			III			IV		
	SL (years)	50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63
Steel consumption (kg)	29244	29371	29498	29027	29149	30792	29382	31157	32043	30760	32492	34545
Change in consumption (%)	0	0.4	0.9	0	0.4	6.1	0	6.0	9.1	0	5.6	12.3
Concrete volume (m ³)	565.4	565.4	571.7	565.4	574.3	580.6	574.9	583.7	589.7	581.3	631.4	675.6
Change in consumption (%)	0	0	1.1	0	1.6	2.7	0	1.5	2.6	0	8.6	16.2

which causes more environmental impact. Still, the energy spent producing the steel and its environmental impact were lowered by the smaller consumption of the material.

Comparing the extreme cases, EEC I and SL 50 years versus EEC IV and SL 75 years, concrete consumption was 2.0% higher while steel consumption reduced 17.1%. Such phenomenon demonstrates that the increase of concrete strength caused by the durability prescribed to reach service life ended up absorbing the increase of variable actions, resulting in the reduction of the necessary steel area.

3.4 Structure

Table 7 compares total material consumption for the structure among the multitude of performance levels and EEC.

The increased disparity of material consumption as EEC increases along performance levels. For EEC I, the increases of steel and concrete consumption necessary to reach the superior level were 0.9% and 1.1% respectively, whereas such increases were 16.2% and 12.3% for EEC IV. Thus, the higher the performance level sought, the higher the costs of implementation involved. The cost-benefit of the structural system should still be analyzed, because SL can be increased by 50% keeping material consumption around 15% with the possibility of increasing system maintenance periods, reducing the utilization costs of the structure.

4. Conclusions

The main conclusions drawn from this study were:

- The Brazilian structural design standards are in need of compatibility regarding the new performance requirements of ABNT NBR 15575 [1], mainly the ones applied to SL for intermediate and superior performance levels;
- The increased structural performance level increased the dimensions of the pieces in some cases, considering the increased durability requirements, mainly with regards to reinforcement cover thickness;
- There were occasional reductions of the area of reinforcements used for dimensioning the sections. This comes from the fact that, although the acting loads grew along with the increases of the performance level sought due to the need to increase SL, the compressive strength of concrete was increased to meet the durability requirements;
- For SL higher than the minimum, an increase of up to 16% of concrete consumption was noted. Moreover, it was necessary to use with concretes of up to 50 MPa of compressive strength, which increased overall costs;

- The higher the EEC applied to the design of the structure, the higher the impact of the performance level sought. For EEC I, changing from the minimum to the superior performance level increased steel consumption by 0.9% and the volume of concrete by 1.1%. As for EEC IV, the respective increases were 12.3% and 16.2%;
- With the increase of performance level, the minimum dimensions recommended by ABNT NBR 6118 [3] could no longer be applied to the structural projects, in view of the increase of reinforcement cover thickness. For the study of structures with performance levels above the minimum, no significant increases to the dimensions of structural elements were observed.
- It should be verified that this paper did not take into account the fire safety requirements of reinforced concrete structures, as these are requirements that do not vary with the required Service Life, which could alter the results of the objectives established for this work. It is noteworthy that the analysis of concrete structures to fire is mandatory and must be done according to NBR 15200.

5. References

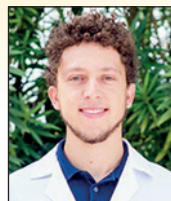
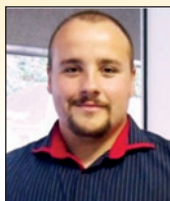
- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Edifícios habitacionais – desempenho Parte 1: requisitos gerais - NBR 15575, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] LORENZI, L. S. Análise Crítica e Proposições de Avanço nas Metodologias de Ensaio Experimentais de Desempenho à Luz da ABNT NBR 15575 (2013) para Edificações Habitacionais de Interesse Social Térreas. 2013, Thesis (Doctorate) – Civil Engineering Graduate Program of Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 222 p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto-Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações. – NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. – NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [7] BOLINA, F.; PERRONE, v.; TUTIKIAN, B. Discussão sobre as ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR 15575. Revista concreto e construções, 2015, V.79, p.65-78.
- [8] BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação de parâmetros da

estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. *Revista concreto e construções*, 2015, V.79, p.24-38.

- [9] BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação frente à durabilidade para atender nível superior de desempenho em elementos estruturais enterrados. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2016, V.9, n.2.
- [10] TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: *Ibracon. (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia - Ed. Geraldo Isaia. 1ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v.1, p.415-452.*
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Preparo, controle e recebimento – Procedimento. - NBR 12655, Rio de Janeiro, 2015.
- [12] DIAS, A.; MALITE, M.; MUNAIR, J. *Sistemas Estruturais*. Elsevier Brasil, 2015, 2ed.
- [13] GARCÍA-ALONSO, M. C.; ESCUDERO, M. L.; MIRANDA, J. M.; VEGA, M. I.; CAPILLA, F.; CORREIA, M. J.; SALTA, M.; BENNANI, A.; GONZÁLEZ, J.A. Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete. *Cement and Concrete Research*, 37, p.1463–1471, 2007.
- [14] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2014.

Case study: influence of performance levels of ABNT NBR 15575 without consumption of materials used in reinforced concrete structures

Estudo de caso: influência dos níveis de desempenho da ABNT NBR 15575 no consumo de materiais utilizados em estruturas de concreto armado



F. S. CUNHA^a
fselaucunha@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-7496-3908>

K. A. L. COLLA^a
klebercolla@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5234-920X>

H. EHRENBING^a
hzamis@unisinis.com
<https://orcid.org/0000-0002-0339-9825>

F. L. BOLINA^a
fabriciolb@unisinis.br
<https://orcid.org/0000-0002-0495-099X>

B. TUTIKIAN^a
bftutikian@unisinis.br
<https://orcid.org/0000-0003-1319-0547>

Abstract

The Brazilian construction industry still discusses the consequence of the Performance Standard on housing developments. According to ABNT NBR 15575 [1], the systems that compose residential buildings need to meet minimum performance requirements. Among the systems, the structural must reach a minimum Service Life (SL) of 50 years, or intermediate or higher that corresponds to 63 and 75 years, respectively. The industry also debates the impact and viability of increasing the SL of reinforced concrete structures. Therefore, this article aimed to analyze a single reinforced concrete building designed for the 3 SL specified by ABNT NBR 15575 [1]. The study focused on the total consumption of steel and concrete. The structure's designed conditions of exposure were varied for each performance level, based on the 4 environmental exposure classes (EEC) of ABNT NBR 6118 [3] and ABNT NBR 12655 [11], totaling 12 situations. It was noted that the increased performance level increases consumption of materials, and the designs made for EEC IV consumed 12.3% and 16.2% more steel and concrete at the intermediate and superior performance levels respectively, when compared to the minimum performance level.

Keywords: brazilian performance standard, concrete structure, service life.

Resumo

O setor da construção civil ainda discute a consequência da Norma de Desempenho nas edificações habitacionais. Segundo a ABNT NBR 15575 [1], os sistemas que compõem edificações residenciais necessitam atingir os requisitos mínimos de desempenho. Dentre os sistemas, o estrutural deve atender a uma Vida Útil de Projeto (VUP) mínima de 50 anos, ou intermediária ou superior, correspondendo à 63 e 75 anos, respectivamente. É debatido no setor o impacto e a viabilidade do incremento da VUP nas estruturas de concreto armado. Diante disso, esse artigo objetivou analisar uma mesma edificação em concreto armado projetada para as 3 VUPs contempladas pela ABNT NBR 15575 [1]. O estudo concentrou-se no consumo total de aço e concreto. Para cada nível de desempenho, variaram-se as condições de exposição da estrutura para o dimensionamento, com base nas 4 classes de agressividade ambiental (CAA) da ABNT NBR 6118 [3] e ABNT NBR 12655 [11], totalizando 12 situações. Verificou-se que o incremento do nível de desempenho aumenta o consumo dos materiais, sendo que os projetos elaborados para a CAA IV tiveram um consumo de 12,3% e 16,2% de aço e concreto superior para os níveis intermediário e superior de desempenho, respectivamente, comparando com o nível mínimo de desempenho.

Palavras-chave: norma de desempenho, estruturas de concreto armado, vida útil de projeto.

^a Unisinis, itt Performance, São Leopoldo, RS, Brasil.

1. Introdução

As reações no setor da construção civil são notórias com a implementação da ABNT NBR 15575 [1]. A norma estabelece requisitos mínimos de desempenho aplicados nos sistemas que compõem as edificações habitacionais, visando atender requisitos em termos de habitabilidade, segurança e sustentabilidade [2]. Para cada requisito, a Norma define os níveis de desempenho mínimo, intermediário e superior, com consequências diretas na sua fase de uso. Dentre os conceitos incorporados está o de Vida Útil de Projeto (VUP), período mínimo que os sistemas devem seguir atendendo ao desempenho determinado em projeto. No caso das estruturas de concreto armado, a VUP que o sistema deve atender está relacionada ao nível de desempenho pretendido, apresentados na norma de desempenho [1].

Pelo fato da ABNT NBR 15575 não ser prescritiva, os requisitos de desempenho devem ser atendidos com base nas normas de projeto aplicadas à estrutura concebida. No caso das estruturas de concreto armado, adota-se a ABNT NBR 6118 [3], ABNT NBR 6120 [4], ABNT NBR 8681 [5], ABNT NBR 6123 [6], entre outras. Todavia, salvo a ABNT NBR 6123 [6], as demais normas apresentam requisitos para uma VUP que se pressupõe ser de 50 anos [7]. Logo, para que os níveis intermediário e superior sejam atingidos, deve ser feita uma consulta às normas estrangeiras ou, caso inexistam, aos estudos técnicos fundamentados, visando a adoção de critérios de projeto consistentes. Dessa forma, trabalhos como os de Bolina *et al.* [7], Bolina e Tutikian [8] e Bolina e Tutikian [9] servem de ponto de partida para análises mais refinadas, que visam implementar vidas úteis superiores à mínima, ainda não apresentadas por normas brasileiras.

Em termos de durabilidade, os parâmetros de projeto devem considerar os agentes externos do ambiente de inserção. Segundo Tutikian e Helene [10], a durabilidade das estruturas de concreto depende tanto de fatores extrínsecos, tais como a presença de sais, maresias, chuvas ácidas, quanto intrínsecos, entre eles o

tipo de cimento, relação água/cimento, adições e aditivos. Conforme apresentado pela ABNT NBR 12655 [11] e, se atendidos os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 [3], a durabilidade das estruturas é diretamente dependente das características do concreto e seu ambiente de inserção. Com correlações entre a característica da estrutura e concreto empregado, a ABNT NBR 6118 [3] recomenda a adoção de determinados requisitos para se atender uma durabilidade mínima prescrita. Segundo Bolina e Tutikian [8], subentende-se que as recomendações desta norma sejam para VUP de 50 anos. Essa suposição se fundamenta na ABNT NBR 8681 [5], que propõe fatores de majoração para a combinação dos carregamentos admitidos para o período de 50 anos. Logo, para projetos que visem um nível de desempenho acima do mínimo, uma análise dos parâmetros de projeto praticados pela ABNT NBR 6118 [3] deve ser feita.

No que tange aos carregamentos admitidos no projeto estrutural, as cargas permanentes não se alteram no decorrer da vida útil, não sofrendo alterações com a VUP pretendida [12]. Porém, as cargas acidentais, ou de utilização, variam ao longo da sua vida útil, devendo ser analisadas para níveis de desempenho superiores ao mínimo. Pelo fato de serem cargas que apresentam variabilidade com ao decorrer do tempo, a ABNT NBR 8681 [5] preconiza valores característicos que possuem uma probabilidade de ocorrência de 25 a 35% para um período de 50 anos, não havendo qualquer consideração para tempos de retorno de 63 e 75 anos a estas ações [7].

Já no caso da ação do vento, conforme a ABNT NBR 6123 [6], faz-se necessário utilizar as isopletas propostas na definição das velocidades do vento de cada região. Os valores praticados nas isopletas são para rajadas de vento de 3 segundos, com probabilidade de 63% de acontecer uma vez em 50 anos. Ao se projetar uma estrutura para níveis de desempenho superiores ao mínimo, deve-se utilizar equações específicas para determinação da velocidade básica do vento, demonstrados no anexo B daquela norma.

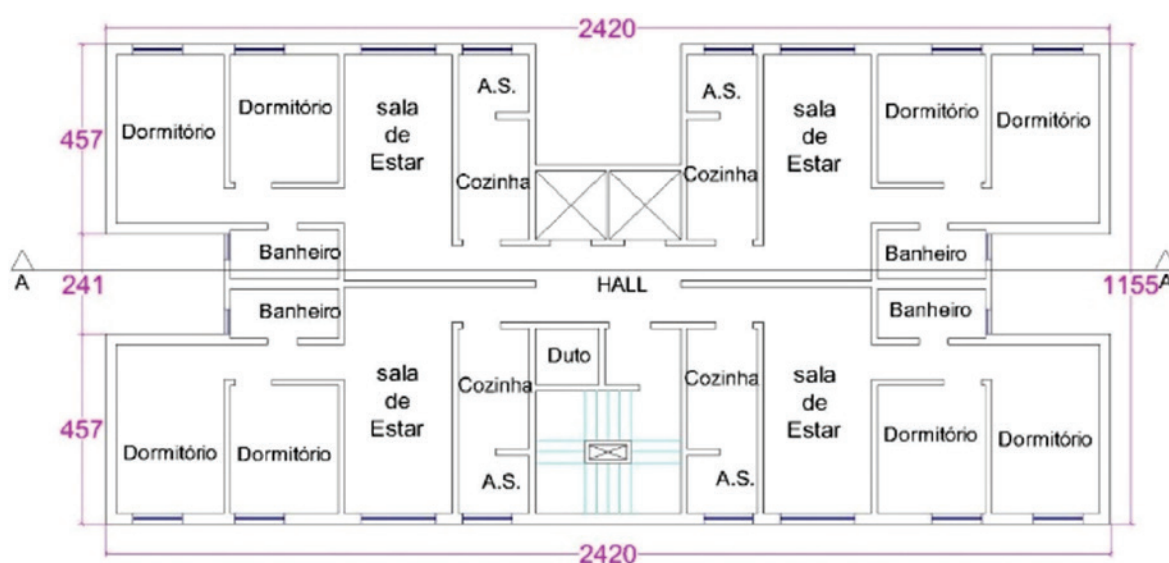


Figura 1
Vista em planta do projeto arquitetônico do pavimento tipo

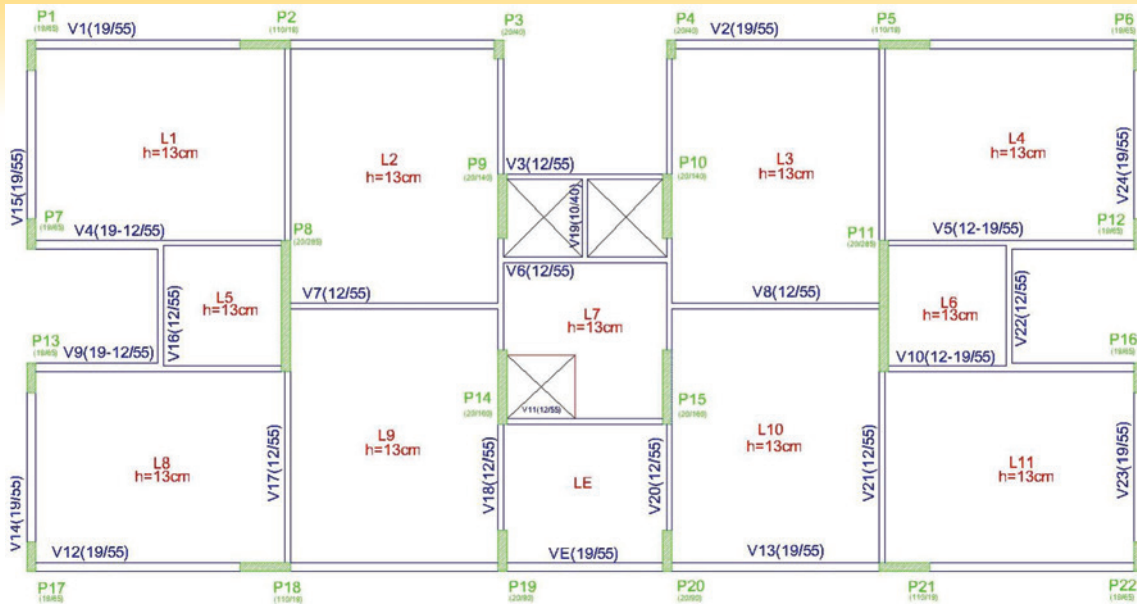


Figura 2
Vista em planta das fôrmas do pavimento tipo

Do exposto, nota-se que o sistema normativo brasileiro aplicado no projeto estrutural ainda não consegue esgotar as necessidades da ABNT NBR 15575 [1] para uma VUP superior a 50 anos. No que tange aos custos, em torno de 40% do total de recursos da indústria e 35% do volume de trabalho da construção civil se concentra para o reparo e restauração das estruturas, visando acrescer sua vida útil [13, 14]. Todavia, a nível de projeto estrutural, não se sabe qual é o incremento de custo para níveis de desempenho superiores ao mínimo, ou seja, para incremento da VUP. Logo, o presente artigo visa dimensionar uma mesma estrutura, de uma mesma edificação hipotética, para os 3 níveis de desempenho apresentados em norma, utilizando as 4 classes de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118 [3], totalizando 12 projetos, a fim de verificar o incremento de materiais na composição do sistema. A influência do impacto do nível de desempenho no quantitativo do projeto das estruturas de concreto armado se fundamentou na análise do volume de concreto e consumo total do aço das armaduras.

As variáveis incorporadas em cada projeto foram: espessura de cobertura das armaduras e resistência à compressão do concreto, no caso dos parâmetros de durabilidade; e a magnitude das ações variáveis – incluindo o vento – e seus respectivos coeficientes de ponderação, no caso dos parâmetros de segurança e dimensionamento estrutural.

2. Programa experimental

Na sequência foram apresentados os critérios e parâmetros adotados nos 12 projetos estruturais desenvolvidos.

2.1 Projeto-base

O objeto de estudo é um projeto arquitetônico de uma edificação residencial, contendo nove pavimentos. Do total, 8 pavimentos são tipo e um pavimento é o térreo. Cada pavimento tipo tem área de 255,62 m², para 4 unidades individuais com dois dormitórios, sala, cozinha, área de serviço e banheiro, conforme a Figura 1. No térreo encontram-se as áreas de vivência, circulação e espaços comerciais, contendo a mesma área dos demais pavimentos. A estrutura em concreto armado é composta de lajes maciças, vigas retangulares com vãos de dois a seis metros, com pé-direito de 2,95 m entre pavimentos. O posicionamento dos pilares foi analisado e definido de modo que contribuíssem na rigidez da edificação. Sobre as vigas, foram admitidas as cargas oriundas de paredes de alvenaria, com função de vedação, de espessura de 19 cm e 14 cm para paredes externas e internas, respectivamente. A estrutura foi calculada com o auxílio de programa computacional comercial de simulação estrutural,

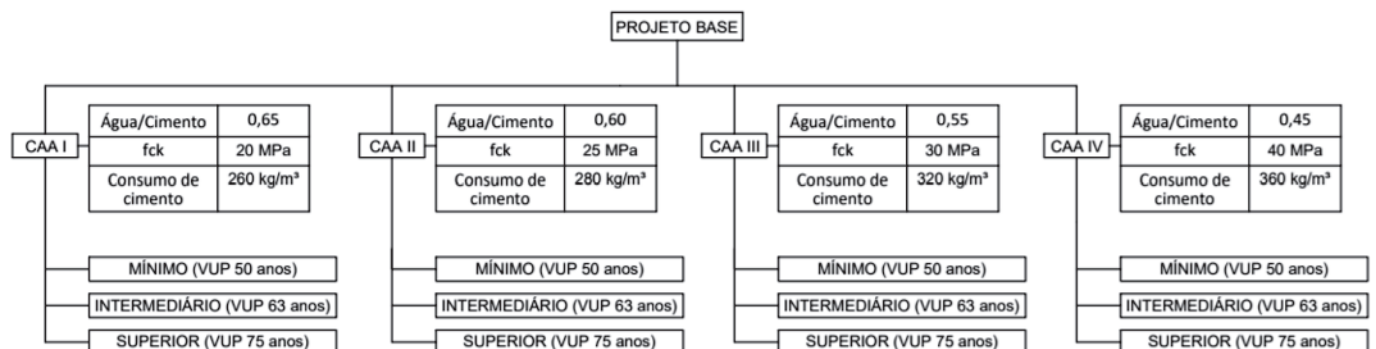


Figura 3
Fluxograma de projeto

Tabela 1

Valores de cargas verticais propostas para uma vida útil mínima, intermediária e superior de durabilidade para edificações residenciais

Tipo	Descrição	Carga (kN/m ²)		
		VUP (anos)		
		50	63	75
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,50	1,55	1,57
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2,00	2,05	2,09
Escadas	Com acesso ao público	3,00	3,08	3,10
	Sem acesso ao público	2,50	2,26	2,61
Terraços	Sem acesso ao público	2,00	2,06	2,09
	Com acesso ao público	3,00	3,08	3,13
	Inacessível às pessoas	0,50	0,51	0,52

o Eberick® versão 10, sendo possível extrair o quantitativo de materiais de cada projeto.

No dimensionamento dos elementos estruturais, buscou-se o grau de aproveitamento próximo aos 100%. Para as armaduras principais, foi adotado aço tipo CA-50 ao passo que, para os estribos, foi empregado aço tipo CA-60. Os 12 projetos estruturais foram elaborados sobre uma mesma concepção arquitetônica, mantendo-se o posicionamento dos elementos estruturais e as áreas de utilização pré-definidas, conforme Figura 2. Os modelos de cálculo foram mantidos inalterados.

2.2 Procedimento

Para cumprir com o propósito do trabalho, o projeto-base foi dimensionado para cada uma das quatro classes de agressividade ambiental (CAA) definidas pelas ABNT NBR 6118 [3] e ABNT NBR 12655 [11]. As variáveis de projeto foram a resistência à compressão, o cobrimento das armaduras e a magnitude das cargas de uso e vento. Para uma mesma CAA, realizou-se o dimensionamento para cada um dos três níveis de desempenho praticado pela ABNT NBR 15575 [1], sendo eles o mínimo, intermediário e superior. O fluxograma da Figura 3 evidencia o procedimento empregado.

2.3 Carregamentos admitidos

Considerando que não haja alterações na edificação, admitiu-se que o peso próprio da estrutura não se altera ao longo do tempo, sendo constante. Para as cargas de uso, tomou-se como base Bo-

Tabela 2

Velocidade básica do vento para todas as VUP

VUP (anos)	Velocidade básica do vento (v_0)		
	50	63	75
S1	1,00	1,00	1,00
S2	0,95	0,95	0,95
S3	1,00	1,04	1,06
v_0 (m/s)	45,00	46,80	47,70

lina e Tutikian [8], que determinaram os coeficientes de majoração das cargas acidentais de uma edificação quando a vida útil pretendida é de 63 e 75 anos, ou seja, o nível intermediário e superior de desempenho. A Tabela 1 evidencia os valores das ações variáveis para cada VUP praticadas pela ABNT NBR 15575 [1].

A definição da velocidade básica do vento admitida nos projetos foi feita com base na ABNT NBR 6123 [6]. Para o fator topográfico S1, adotou-se uma edificação com relevo plano, onde o fator é igual a 1. Para o fator S2, que considera a rugosidade do terreno e dimensões da edificação, o empreendimento foi avaliado como classe B, pois apresentou maior e menor dimensão frontal de incidência do vento entre 20 m e 50 m, e categoria V, referente a terrenos cobertos por obstáculos numerosos grandes, altos e pouco espaçados, com o fator igual a 0,95. Já o fator estatístico S3, tomando-se como base que o uso da edificação é residencial, foi admitido como sendo igual a 1. Para períodos superiores a 50 anos, a ABNT NBR 6123 [6] apresenta no anexo B um método estatístico que propõe correções do fator S3 de acordo com o período de retorno da rajada de vento

Tabela 3

Parâmetros de dimensionamento estrutural à durabilidade para uma VUP de 50, 63 e 75 anos

CAA	VUP (anos)	I			II			III			IV		
		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Laje	C	20	25	30	25	35	40	35	45	50	45	55	65
	CR	C20	C25	C30	C20	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	AC	0,65	0,60	0,60	0,60	0,50	0,50	0,55	0,45	0,40	0,45	0,40	0,40
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380
Viga/Pilar	C	25	30	35	30	40	45	40	50	55	50	60	70
	CS	C20	C25	C30	C25	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	WC	0,65	0,60	0,60	0,60	0,50	0,5	0,55	0,45	0,40	0,45	0,40	0,35
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380
Elementos em contato com o solo	C	30	30	40	30	40	45	40	50	55	50	60	70
	CS	C20	C25	C30	C25	C35	C40	C30	C40	C40	C40	C50	C50
	WC	0,65	0,60	0,60	0,60	0,50	0,45	0,55	0,45	0,40	0,45	0,35	0,35
	CC	260	280	280	280	300	340	320	340	360	360	360	380

C = cobrimento (mm); CR = classe de resistência do concreto; AC = relação água / cimento; CC = consumo de cimento (kg/m³)

Table 4

Comparison of material consumption for slabs

	CAA	I			II			III			IV		
		VUP (anos)	50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63
Consumo de aço (kg)	CA50	8570	8216	9950	8570	10196	11589	10259	11592	12660	11529	12259	14027
	CA60	817	1119	47	817	30	45	29	404	44	413	642	39
	Total	9387	9335	9997	9387	10227	11633	10337	11996	12704	11942	12900	14066
Variação do consumo (%)		0	-1	6,5	0	8,9	23,9	0	16,0	22,9	0	8,0	17,8
Classe do concreto		C20	C25	C30	C25	C35	C40	C35	C40	C40	C40	C50	C50
Volume concreto (m ³)		279	279,1	278,6	279	278,2	277,7	277	277,2	276,9	277,6	318,7	337,6
Variação do consumo (%)		0	0	-0,2	0	-0,3	-0,5	0	0,1	0,0	0	14,8	21,6
Consumo de aço (kgf/m ³)		33,6	33,4	35,9	33,6	36,8	41,9	37,1	43,3	45,9	43	40,5	41,7

de 3 segundos, alterando, conseqüentemente, a velocidade básica do vento extraída das isopletras, que é válida para um tempo de retorno de 50 anos. Para VUP de 63 anos e 75 anos, aplicando a norma, foi possível obter o fator S3 como, respectivamente, 1,04 e 1,06. Diante do exposto, adotando a velocidade básica do vento de 45 m/s (Região V), conforme demonstrado nas isopletras da norma, a Tabela 2 apresenta as devidas correções de projeto para os níveis de desempenho intermediário e superior.

2.4 Parâmetros de durabilidade

Para a definição dos parâmetros de durabilidade para idades superiores a 50 anos, utilizou-se o trabalho de Bolina e Tutikian [8], onde foram adotados modelos teóricos de previsão de vida útil ajustados pelos parâmetros da ABNT NBR 6118 [3] e em normas estrangeiras para a extrapolação da vida útil de 63 e 75 anos, conforme a Tabela 3. Cabe destacar que, para efeito dos projetos estruturais deste artigo, somente a espessura de cobrimento das armaduras e a classe do concreto foram influentes.

3. Resultados e discussões

3.1 Lajes

A Tabela 4 apresenta, para as quatro classes de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118 [3], a comparação de consumo de aço e concreto para as lajes, entre os diferentes níveis de desempenho. O aumento da espessura de cobrimento das armaduras, necessá-

rio para incremento do nível de desempenho da peça, não resultou no redimensionamento da sua geometria, salvo para a CAA IV. Devido às áreas das lajes serem superiores às das vigas e pilares, esses elementos, quando houve necessidade de redimensionando, apresentou elevação considerável do consumo de concreto, chegando a mais de 20% para o desempenho superior na CAA IV. Quando há estabilização do consumo de concreto, as cargas geradas pelo acréscimo do seu peso próprio não se alteraram e não houve influência no consumo de aço. Portanto, conservou-se a mesma espessura inicial do elemento (13 cm). Uma laje com desempenho superior para CAA III tem diminuição de cerca de 15,8% da sua altura útil, quando comparada com o desempenho mínimo, influenciando no acréscimo da área de aço necessária. Lajes são peças submetidas a momentos fletores, tendo no corpo rígido fibras longitudinais sob ação de tensões de tração e compressão com magnitudes variando conforme as circunstâncias do carregamento e do elemento. Devido a baixa resistência à tração do concreto, o acréscimo da resistência à compressão do material, a fim de respeitar o parâmetro de durabilidade, não influiu consideravelmente no enrijecimento da peça nas fibras tracionadas. Devido à sua esbeltez e ao tipo de esforço submetido, as lajes foram sensíveis às alterações de carregamento. Logo, o acréscimo de carga conforme a VUP, acentuado pela aproximação da armadura em relação à linha neutra devido ao aumento da espessura de cobrimento, ocasionou o aumento da área de aço nas peças. Para a CAA III, o acréscimo de VUP para 63 anos alterou o consumo de aço em 16,0%. Comparando as condições menos severas com as mais severas, CAA I e VUP 50 anos com a CAA IV e VUP 75 anos, o

Tabela 5

Comparativo de consumo de materiais nas vigas

	CAA	I			II			III			IV		
		VUP (anos)	50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63
Consumo de aço (kg)	CA50	8217	8358	8368	8111	8001	8262	7878	8355	8522	8038	8738	9510
	CA60	1508	1503	1660	1505	1829	1878	1979	1863	1949	1841	2143	2389
	Total	9725	9862	10028	9616	9830	10140	9857	10218	10471	9879	10881	11899
Variação do consumo (%)		0	1,4	3,1	0	2,2	5,4	0	3,7	6,2	0	10,1	20,4
Classe do concreto		C20	C25	C30	C25	C40	C40	C40	C40	C40	C40	C50	C50
Volume concreto (m ³)		148,1	148,1	154,9	148,1	157,9	164,8	159,7	168,3	174,6	165,5	179,5	197
Variação do consumo (%)		0	0	4,6	0	6,6	11,3	0	5,4	9,3	0	8,5	19,0
Consumo de aço (kgf/m ³)		65,7	66,6	64,7	64,9	62,2	61,5	58,3	60,7	60	59,7	60,6	60,4

Tabela 6
Comparativo de consumo de materiais nos pilares

CAA	VUP (anos)	I			II			III			IV		
		50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63	75
Consumo de aço (kg)	CA50	6730	6934	6253	6595	6026	6016	6027	6023	6013	6023	5938	5930
	CA60	3402	3240	3220	3429	3067	3002	3061	2920	2854	2917	2773	2650
	Total	10132	10174	9473	10024	9093	9018	9137	8943	8867	8939	8712	8580
Variação do consumo (%)		0	0,4	-6,5	0	-9,3	-10,0	0	-2,1	-3,0	0	-2,5	-4,0
Classe do concreto		C20	C25	C30	C25	C40	C40	C40	C40	C40	C40	C50	C50
Volume concreto (m³)		138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	138,2	141,0
Variação do consumo (%)		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,0
Consumo de aço (kgf/m³)		73,3	73,6	68,6	72,5	65,8	65,3	65,8	64,7	64,2	64,7	63,0	60,8

consumo de aço foi 50% superior na pior condição. Dessa maneira, a escolha do nível de desempenho de uma estrutura em concreto armado pode ser decisiva nos custos da estrutura.

Porém, quando se analisa a CAA I separadamente, nota-se que o aumento do consumo de aço não ocorreu de maneira proporcional. Considerando que o carregamento aumentou com a VUP, indiferente da CAA, e que o consumo de concreto não variou para as CAA I, CAA II e CAA III, a disparidade do acréscimo de consumo de aço se deu pela redução da altura útil da peça.

3.2 Vigas

A Tabela 5 apresenta a comparação de consumo de materiais para as vigas entre os diferentes níveis de desempenho e as CAA. Com intuito de manter o espaçamento mínimo entre barras previsto pela ABNT NBR 6118 [3], os elementos necessitaram de redimensionamento, devido a variação das espessuras úteis. É visível que, conforme o acréscimo da VUP e CAA, os critérios se tornaram mais rigorosos e as peças necessitaram de um aumento no consumo de materiais. Comparando as condições mais favoráveis e menos favoráveis, ou seja, CAA I e VUP 50 anos e CAA IV e VUP 75 anos, as di-

ferenças atingiram 33,0% para o concreto. Evidenciou-se a maior sensibilidade das lajes em relação às vigas nas condições mais severas, mesmo que os dois elementos estejam expostos à tensão de flexão.

O aumento da dimensão da peça se deu na base da seção transversal, não alterando a rigidez da peça à flexão, como no aumento da altura útil. Todavia, somada ao acréscimo da resistência característica do concreto, a maior dimensão possibilitou um enrijecimento da peça. Ao final, a taxa de aço por metro cúbico foi inferior, conforme o aumento da VUP para as CAA I e II, enquanto que para a CAA III e IV a taxa de armadura aumentou.

Porém, a diminuição nas CAA I e II foi consequência do aumento do volume de concreto. Quando analisado somente o consumo de aço, o mesmo cresceu conforme o aumento da CAA e VUP, pois o peso próprio das lajes e vigas e a carga de uso também cresceram. Combinado com o deslocamento da armadura, diminuindo a altura útil, o consumo de aço chegou a acréscimo de até 20,4% para a CAA IV para VUP 75 anos.

3.1 Pilares

A Tabela 6 apresenta, para as quatro classes de agressividade

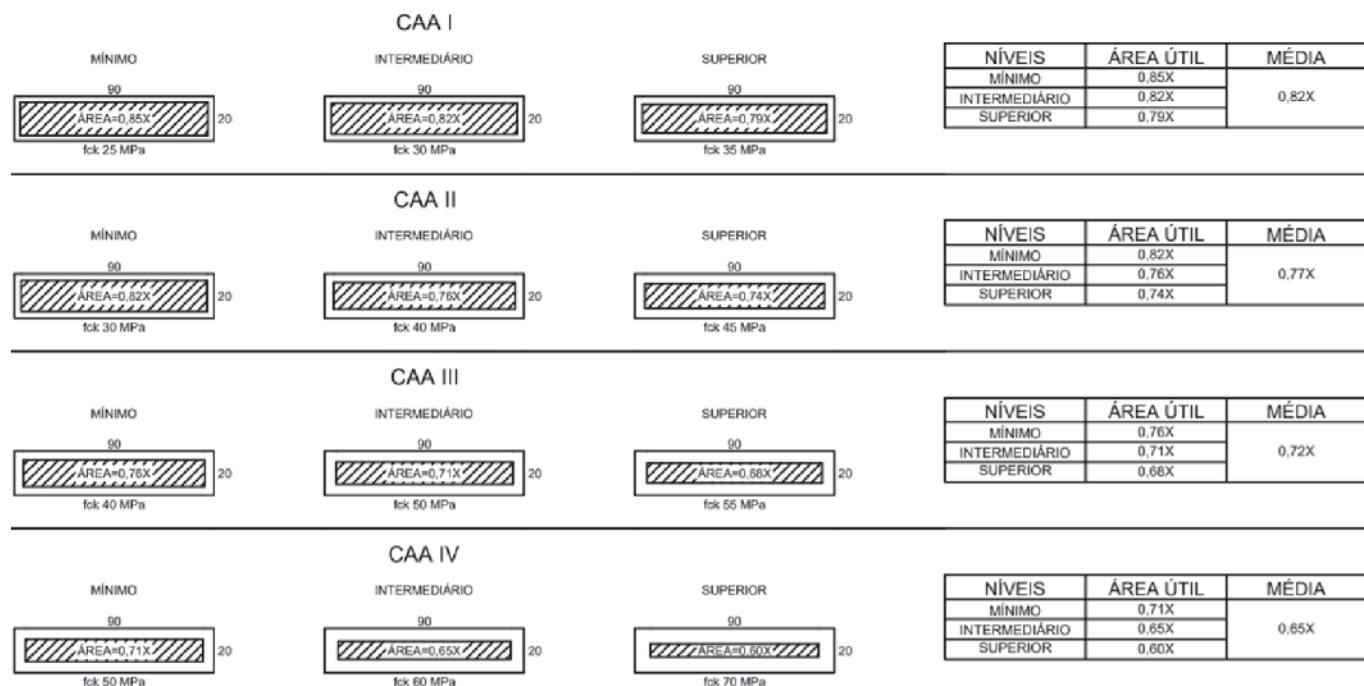


Figura 4
Comparações da influência dos parâmetros de durabilidade na área útil e resistência de um pilar

Tabela 7

Comparativo de consumos de materiais na estrutura

CAA	I			II			III			IV		
	VUP (anos)	50	63	75	50	63	75	50	63	75	50	63
Consumo de aço (kg)	29244	29371	29498	29027	29149	30792	29382	31157	32043	30760	32492	34545
Variação do consumo (%)	0	0,4	0,9	0	0,4	6,1	0	6,0	9,1	0	5,6	12,3
Volume de concreto (m ³)	565,4	565,4	571,7	565,4	574,3	580,6	574,9	583,7	589,7	581,3	631,4	675,6
Variação do consumo (%)	0	0	1,1	0	1,6	2,7	0	1,5	2,6	0	8,6	16,2

ambiental, a comparação de consumo de materiais para os pilares com diferentes níveis de desempenho.

Com o aumento da vida útil para os pilares, o cobrimento das armaduras, para uma mesma CAA, aumentou entre 10% a 33%. Foi possível observar que não houve variação de consumo de concreto, apenas da área de armaduras, evidenciando que não foi necessário o redimensionamento da seção, salvo para a CAA IV, onde foi necessário aumentar em 2,0% a área da seção do pilar, devido o aumento do cobrimento das armaduras, que atingiu 50 mm.

Essa estabilização no consumo de concreto foi viabilizada pelo acréscimo de resistência à compressão do concreto, devido aos parâmetros de durabilidade. Ainda que o cobrimento mínimo, outro critério, diminuiu a área útil da peça, o incremento da capacidade resistente dos pilares possibilitou uma redução da área de aço necessária, mesmo com o acréscimo das cargas para uma VUP de 63 e 75 anos, salvo para a CAA II, em que os parâmetros de durabilidade não atingiram um nível necessário para que o acréscimo de resistência do concreto fosse suficiente para resistir o aumento do carregamento. A Figura 4 evidencia a perda de área útil, em função de uma área total igual a X, juntamente com o acréscimo de resistência à compressão, de uma seção do pilar padrão do projeto com dimensões de 20x90 cm. Assim, para os níveis intermediário e superior, os parâmetros cobrimento e resistência mínimos acabaram por se equalizar, estabilizando o consumo de concreto. Porém, os parâmetros de durabilidade ocasionaram um maior consumo de cimento, logo maior impacto ambiental. Todavia, salienta-se que a energia gasta para produção do aço e seu impacto ambiental foram diminuídas pelo menor consumo do material.

Analisando pontos extremos, o caso de uma peça para VUP 50 anos na CAA I e outra com VUP 75 anos e CAA IV, o consumo de concreto aumentou 2,0%, enquanto o consumo de aço diminuiu 17,1%. Esse fato destacou que o aumento da resistência do concreto, ocasionado pela prescrição de durabilidade para alcance da vida útil, acabou por absorver o aumento das ações variáveis, resultando na diminuição da área de aço necessária.

3.2 Estrutura

A Tabela 7 apresenta a comparação de consumo total de materiais para a estrutura entre os diferentes níveis de desempenho e as CAA. Analisando a estrutura, se reforça o que já foi comentado: o aumento da disparidade do consumo de materiais conforme o aumento da CAA entre os níveis de desempenho. Enquanto para a CAA I, o aumento, para atingir o nível superior, de aço e do concreto se deu na ordem de 0,9% e 1,1%, respectivamente, para a CAA IV o acréscimo foi de 12,3% para o concreto e 16,2% para o aço. Dessa forma, quanto maior o nível de desempenho desejado, maior foram os custos

envolvidos na implementação da estrutura. Porém, deve-se analisar o custo benefício do sistema estrutural, visto que a VUP poderá ser acrescida em 50%, mantendo o consumo de materiais próximos a 15%, havendo a possibilidade de aumentar os períodos de manutenção do sistema, diminuindo os custos de uso da estrutura.

4. Conclusões

As principais conclusões obtidas foram:

- As normas brasileiras de projeto estrutural necessitam de uma compatibilização frente aos novos requisitos de desempenho da NBR 15575, sobretudo aplicados na VUP para níveis de desempenho intermediário e superior;
- O aumento do nível de desempenho estrutural provocou, em alguns casos, aumento das dimensões das peças, haja visto o incremento dos requisitos de durabilidade, sobretudo devido a espessura de cobrimento das armaduras;
- Em alguns casos, entretanto, notou-se a redução da área das armaduras empregadas no dimensionamento das seções. Isto decorreu pelo fato de que, apesar dos carregamentos atuantes incrementarem com o aumento do nível de desempenho pretendido, devido a necessidade de aumento da VUP, a resistência à compressão do concreto foi majorada para atender aos requisitos de durabilidade;
- Para VUP superiores à mínima, notou-se um aumento de até 16% do consumo de concreto. Além disso, teve-se a necessidade de trabalhar com concretos de até 50MPa de resistência à compressão, o que gerou um aumento global de custos;
- Quanto maior a CAA aplicada no projeto da estrutura, maior foi o impacto da escolha do nível do desempenho pretendido. No caso da CAA I, ao mudar o nível de desempenho mínimo para o superior, o consumo do aço aumentou em 0,9% e o volume de concreto em 1,1%. No caso da CAA IV, estes aumentos foram de, respectivamente, 12,3% e 16,2%;
- Com o aumento do nível de desempenho, as dimensões mínimas recomendadas pela NBR 6118 não puderam mais serem empregadas nos projetos estruturais, haja visto o aumento da espessura de cobrimento das armaduras. Para o estudo de estruturas com níveis de desempenho superiores ao mínimo, não se observou um grande incremento nas dimensões dos elementos estruturais.
- Cabe destacar que neste estudo não se levou em consideração os requisitos de segurança ao incêndio das estruturas de concreto armado, pois se tratam de exigências que não variam com a VU requerida, o que poderia alterar os resultados dos objetivos estabelecidos para este trabalho. Salienta-se que a análise das estruturas de concreto ao incêndio é obrigatória, devendo ser feita conforme NBR 15200.

5. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Edifícios habitacionais – desempenho Parte 1: requisitos gerais - NBR 15575, Rio de Janeiro, 2013.
- [2] LORENZI, L. S. Análise Crítica e Proposições de Avanço nas Metodologias de Ensaio Experimentais de Desempenho à Luz da ABNT NBR 15575 (2013) para Edificações Habitacionais de Interesse Social Térreas. 2013, Thesis (Doctorate) – Civil Engineering Graduate Program of Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 222 p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto-Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações. – NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. – NBR 6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [7] BOLINA, F.; PERRONE, v.; TUTIKIAN, B. Discussão sobre as ações variáveis de projeto segundo os requisitos mínimo, intermediário e superior de desempenho da ABNT NBR 15575. *Revista concreto e construções*, 2015, V.79, p.65-78.
- [8] BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação de parâmetros da estrutura de concreto armado segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. *Revista concreto e construções*, 2015, V.79, p.24-38.
- [9] BOLINA, F.; TUTIKIAN, B. Especificação frente à durabilidade para atender nível superior de desempenho em elementos estruturais enterrados. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 2016, V.9, n.2.
- [10] TUTIKIAN, B. F.; HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: *Ibracon. (Org.). Concreto: Ciência e Tecnologia - Ed. Geraldo Isaia. 1ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v.1, p.415-452.*
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Preparo, controle e recebimento – Procedimento. - NBR 12655, Rio de Janeiro, 2015.
- [12] DIAS, A.; MALITE, M.; MUNAIR, J. *Sistemas Estruturais*. Elsevier Brasil, 2015, 2ed.
- [13] GARCÍA-ALONSO, M. C.; ESCUDERO, M. L.; MIRANDA, J. M.; VEGA, M. I.; CAPILLA, F.; CORREIA, M. J.; SALTA, M.; BENNANI, A.; GONZÁLEZ, J.A. Corrosion behaviour of new stainless steels reinforcing bars embedded in concrete. *Cement and Concrete Research*, 37, p.1463–1471, 2007.
- [14] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: IBRACON, 2014.

Volume 12, Number 4
August, 2019
ISSN: 1983-4195

Contents

Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections C. W. S. DINIZ, E. N. LAGES and A. S. R. BARBOZA	705
Flexural behavior of hybrid GFRP – concrete railway sleepers A. C. L. DE AZEVEDO, A. M. A. J. TEXEIRA and L. A. V. CARNEIRO	738
Experimental study of concrete mixtures to produce UHPRC using sustainable brazilian materials R. R. AGUERO, C. KORZENOWSKI, J. R. Y. AGUIRRE, A. CAMPOS FILHO, L. C. P. DA SILVA FILHO and C. S. MALLMANN	766
Statistical analysis of mechanical properties of mortars with fly ash and waste tire rubber A. PCZIECZEK, C. EFFTING, I. R. GOMES, A. SCHACKOW and E. HENNING	790
Reinforced concrete corbels strengthened with external prestressing R. M. ROMANICHEN and R. A. SOUZA	812
Design of deep pile caps by strut-and-tie models D. M. SANTOS, M. L. CARVALHO and F. R. STUCCHI	832
Interaction dam-reservoir: study of conservative and dissipative effects S. F. DA SILVA and L. J. PEDROSO	858
Study of the compressive and tensile strengths of self-compacting concrete with sugarcane bagasse ash R. G. D. MOLIN FILHO, D. A. LONGHI, R. C. T. DE SOUZA, R. D. VANDERLEI, P. R. PARAÍSO and L. M. DE M. JORGE	874
Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards R. D. PASQUANTONIO, G. A. PARSEKIAN and J. S. CAMACHO	884
Optimization of reinforced concrete beams using Solver tool R. S. CORREIA, G. F. F. BONO and G. BONO	910
Computational algorithm for the verification of reinforced concrete sections in fire situation E. P. G. PADRE, J. C. L. RIBEIRO, R. C. S. S. ALVARENGA and R. C. SILVA	932
Case study: influence of performance levels of ABNT NBR 15575 without consumption of materials used in reinforced concrete structures F. S. CUNHA, K. A. L. COLLA, H. EHRENBRING, F. L. BOLINA and B. TUTIKIAN	956