



Volume 7, Number 5

October, 2014

ISSN 1983-4195

Contents

Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes

D. M. SANTOS, F. R. STUCCHI and A. T. BECK

Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns

L. T. KATAOKA and T. N. BITTENCOURT

Surface treatment of concrete test specimens subjected to compression

J. A. CHIES, A. B. ROHDEN and L. C. P. SILVA FILHO

Analysis of the braking longitudinal force considered by NBR7187 (2003) through a case study

G. C. BETTAZZI and T. B. DUMÊT

Steel and concrete bond stress: a contribution to the study of APULOT tests using concrete with rubber addition

A. E. P. G. DE AVILA JACINTHO, L. L. PIMENTEL, M. P. BARBOSA and P. S. P. FONTANINI

Nonlinear analysis of the progressive collapse of reinforced concrete plane frames using a multilayered beam formulation

C. E. M. OLIVEIRA, E. A. P. BATELO, P. Z. BERKE, R. A. M. SILVEIRA and T. J. MASSART

Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. Part 2: APULOT

B. V. SILVA, M. P. BARBOSA, L. C. P. SILVA FILHO and M. S. LORRAIN

Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames

E. PARENTE JR., G. V. NOGUEIRA, M. MEIRELES NETO and L. S. MOREIRA

Editorial Board

- Américo Campos Filho (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)
- Roberto Caldas de Andrade Pinto (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Antonio Carlos R. Laranjeiras (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil)
- Bernardo Horowitz (UFPE, Recife, PE, Brazil)
- Denise C. C. Dal Molin (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Emil de Souza Sánchez Filho (UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Geraldo Cechella Isaia (UFMS, Santa Maria, RS, Brazil)
- Gonzalo Ruiz (UCLM, Ciudad Real, Spain)
- Guilherme Sales Melo (Former Editor, UnB, Brasília, DF, Brazil)
- Ivo José Padaratz (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Joaquim Figueiras (FEUP, Porto, Portugal)
- José Marcio Fonseca Calixto (UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Mounir Khalil El Debs (USP, São Carlos, SP, Brazil)
- Nicole Pagan Hasparyk (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Osvaldo Luís Manzoli (UNESP, Bauru, SP, Brazil)
- Paulo Helene (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Paulo Monteiro (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- P.K. Mehta (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- Pedro Castro Borges (CINVESTAV, México, D.F., México)
- Rafael Giuliano Pileggi (USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Romilde Almeida de Oliveira (Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho (Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes (UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Túlio Nogueira Bittencourt (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Vladimir Antonio Paulon (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

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

We are releasing the fifth issue of the 2014 volume of the IBRACON Structures and Materials Journal. This issue brings eight articles on relevant topics of concrete structures and materials, such as reliability, creep, progressive collapse and others, discussing the Brazilian codes with comparisons to the international codes. The first article discusses the Brazilian ABNT codes with respect to reliability indices for reinforced concrete, steel and steel-concrete composite beams. The influence of the steel reinforcement ratio in concrete columns on their properties of creep and shrinkage is the topic of the second articles, which is based on experimental tests and three-dimensional finite element-based simulations of experimental curves. The next article reports an investigation aiming at the influence of surface treatment of concrete specimens tested under compression. The fourth article presents an analysis of the mechanical behavior of a railway bridge during train braking using the Finite Element Method for numerical simulation and monitoring data acquired during actual operation, with a comparison with code provisions. Another article discusses the viability of the APULOT test applied to concrete with rubber addition to evaluate bonding steel-concrete. The sixth article draws on the computational assessment of the progressive collapse of reinforced concrete planar frames using a nonlinear multilayered beam formulation, including elastic-viscoplastic effects. The investigation focused on the potential resistance of frames to progressive collapse when a column is accidentally removed. The seventh article presents the second part of an experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. This issue closes with an article on material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames. Experimental results reported in the literature are used to validate the proposed formulation and computational.

We are pleased to announce that SciELO has already assigned DOI (Digital Object Identifier) codes to all the former issues, which are now available in <http://www.scielo.br/riem/>. This is important because it increases the visibility of our Journal, favoring the access by the international community.

We appreciate the dedication of authors and reviewers, responsible for the good quality of the content of this issue.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, and Roberto Caldas de Andrade Pinto, Editors

Estamos publicando o quinto número do volume de 2014 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Esta edição traz oito artigos sobre temas relevantes de materiais e estruturas de concreto, tais como confiabilidade, fluência, colapso progressivo e outros, discutindo as normas brasileiras em comparação com normas internacionais. O primeiro artigo discute as prescrições das normas brasileiras com relação a índices de confiabilidade para vigas de concreto armado, de aço e mistas de aço e concreto. A influência da taxa de armadura de aço de colunas de concreto armado em suas propriedades relativas a fluência e retração é o tema do segundo artigo, que se baseia em ensaios experimentais e simulações de curvas experimentais via elementos finitos tridimensionais. O artigo seguinte relata uma investigação visando à influência do tratamento superficial de amostras de concreto ensaiados em compressão. O quarto artigo apresenta uma análise do comportamento mecânico de uma ponte ferroviária durante a frenagem do trem utilizando o Método dos Elementos Finitos para a simulação numérica e dados de monitoração adquiridos durante a operação real, com uma comparação com as disposições de normas. Outro artigo discute a viabilidade do teste APULOT aplicado ao concreto com adição de borracha para avaliar a ligação aço-concreto. O sexto artigo baseia-se na avaliação computacional do colapso progressivo de pórticos planos de concreto armado utilizando uma formulação não linear multicamadas, incluindo efeitos de elasto-viscoplásticos. A investigação centrou-se na resistência potencial de pórticos ao colapso progressivo quando uma coluna é removida acidentalmente. O sétimo artigo apresenta a segunda parte de uma investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão axial do concreto. Este número encerra com um artigo sobre a análise com não linearidades geométricas e materiais de estruturas de concreto armado. Resultados experimentais relatados na literatura são utilizados para validar a formulação e a implementação computacional propostas.

Temos a satisfação de anunciar que a SciELO já atribuiu códigos DOI (Digital Object Identifier) para todas as edições anteriores da RIEM, que estão agora disponíveis no <http://www.scielo.br/riem/>. Isto é importante por aumentar a visibilidade do nossa Revista, favorecendo o acesso à comunidade internacional.

Agradecemos a dedicação de autores e revisores, responsáveis pela boa qualidade do conteúdo deste número.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, e Roberto Caldas de Andrade Pinto, Editores



Cover: NINE DRAGON PILAR COM YAN'AN
ELEVATED ROAD EM SHANGAI, CHINA

Courtesy: L. M. TRAUTWEIN, CAMPINAS



IBRACON

**Ibracon Structures
and Materials Journal**

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

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

Volume 7, Number 5

October 2014

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

***Reliability of beams designed in accordance with
Brazilian codes***

D. M. SANTOS, F. R. STUCCHI and A. T. BECK

723

***Numerical and experimental analysis of time-dependent load
transfer in reinforced concrete columns***

L. T. KATAOKA and T. N. BITTENCOURT

747

***Surface treatment of concrete test specimens subjected to
compression***

J. A. CHIES, A. B. ROHDEN AND L. C. P. SILVA FILHO

775

***Analysis of the braking longitudinal force considered by
NBR7187 (2003) through a case study***

G. C. BETTAZZI and T. B. DUMÊT

801

***Steel and concrete bond stress: a contribution to the study
of APULOT tests using concrete with rubber addition***

A. E. P. G. DE AVILA JACINTHO, L. L. PIMENTEL, M. P. BARBOSA
and P. S. P. FONTANINI

817

***Nonlinear analysis of the progressive collapse of reinforced
concrete plane frames using a multilayered
beam formulation***

C. E. M. OLIVEIRA, E. A. P. BATELO, P. Z. BERKE, R. A. M. SILVEIRA
and T. J. MASSART

845

***Experimental investigation on the use of steel-concrete bond
tests for estimating axial compressive strength of concrete.***

Part 2: APULOT

B. V. SILVA, M. P. BARBOSA, L. C. P. SILVA FILHO and M. S. LORRAIN

856

***Material and geometric nonlinear analysis of reinforced
concrete frames***

E. PARENTE JR., G. V. NOGUEIRA, M. MEIRELES NETO and L. S. MOREIRA

879

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.

Diretoria

Diretoria Biênio 2013/2015

Diretor Presidente

Túlio Nogueira Bittencourt

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

Diretor 1º Vice-Presidente

Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente

Nelson Covas

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Carlos José Massucato

Diretor de Marketing

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Diretor de Eventos

Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Diretor Técnico

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais

Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Paulo Helene

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Diretor de Cursos

Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra

Roseni Cezimbra

Conselho Diretor Biênio 2013/2015

Sócios Titulares Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Cláudio Sbrighi Neto

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Augusto Carlos de Vasconcelos

Nélson Covas

Vladimir Paulon

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Júlio Timermam

Luis Prado Vieira Júnior

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

L. A. FALCÃO BAUER

FURNAS

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto

GERDAU

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

CNO – Companhia Norberto Odebrecht

OTTO BAUMGART

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Priszkulnik

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades,

instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

Aviso Legal

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

Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes

Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras



D. M. SANTOS ^a
danielmiranda@usp.br

F. R. STUCCHI ^b
fernando.stucchi@poli.usp.br

A. T. BECK ^c
atbeck@sc.usp.br

Abstract

This paper presents an investigation on the safety of structural elements submitted to pure bending, produced in reinforced concrete, in steel and steel-concrete composites, and designed according to Brazilian codes NBR8681:2003, NBR6118:2007 and NBR8800:2008. The study allows a comparison of the relative safety of beams produced with these materials and designed using these codes. Comparative studies between the performances of different materials are difficult to find in the published literature. The present study shows that reliability indexes for reinforced concrete beams are satisfactory; however, results for steel beams are below limit values established in international design standards. Reliability indexes found herein for steel-concrete composite beams are intermediate to concrete and steel beams.

Keywords: beam, reinforced concrete, steel, composite structures, reliability, safety.

Resumo

Este artigo apresenta uma investigação da segurança de elementos estruturais submetidos à flexão simples, em concreto armado, em aço e em material misto, e dimensionados segundo as normas NBR8681:2003, NBR6118:2007 e NBR8800:2008. O estudo permite uma comparação da segurança relativa de vigas produzidas com estes materiais e através destas normas. Estudos comparativos entre diferentes materiais são raros na literatura. Resultados da presente investigação mostram que, enquanto os índices de confiabilidade dos elementos de concreto são satisfatórios, as vigas metálicas apresentam resultados abaixo dos limites estabelecidos por normas internacionais. No caso das vigas mistas, os índices de confiabilidade encontrados estão entre os valores para concreto e aço.

Palavras-chave: vigas, concreto armado, aço, estruturas mistas, confiabilidade, segurança.

^a EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil;

^b Escola Politécnica da USP/EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil;

^c Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introduction

Brazilian standards for the design of building structures [1-10] are based on the limit state method. Uncertainties inherent to structural actions and strength of materials are indirectly considered through the use of partial safety factors. When properly evaluated, these partial factors should ensure adequate safety for the structure.

Nowadays, it is internationally recognized that the most rational way to assess the safety of a structure is assessing it probabilistically. Europe, with the EUROCODES, and the United States, with the Load and Resistance Factor Design, for example, already use structural reliability in the calibration of partial safety factors of their design standards.

In Brazil, there is little information regarding how safe are the structures designed using national standards. On the other hand, although using the limit state method, national standards have never been calibrated in order to obtain, for example, equivalent reliability in the design of structures using different materials [11]. Some studies are found reporting the reliability of structural elements designed in reinforced concrete [12-16], steel [11, 17] or steel-concrete composites [18, 19]. These studies do not report comparisons between the safety levels of structural elements produced with different materials, as is proposed in this study. This study uses statistical data used in the calibration of American [20-22] and European standards [23-27] as well as some national data [16]. The study compares the reliability levels of reinforced concrete, steel and steel-concrete composite beams designed according to Brazilian standards.

2. Brazilian structural building standards

NBR8681 [1] is the head code that provides the general guidelines for the design of civil structures. This code establishes criteria and principles which, together with specific codes of actions (NBR6120 [5], NBR6123 [6], among others), guide the design of a building. In relation to the behavior and strength of structural building materials, specific standards must be observed: reinforced or prestressed concrete structures must meet the design and detailing criteria of NBR6118 [2]; steel buildings must meet NBR8800 [3]. There are also some "additional" standards such as NBR9062 [7] (precast concrete), NBR14762 [8] (cold formed members), as well as codes of structures exposed to fire (NBR15200 [9] and NBR14323 [10]).

NBR8681 [1] specifies partial factors, as well as the combination factors of actions to be used in the design of buildings. Specific standards of different structural materials should deal only with strength aspects such as partial safety factors, criteria on the behavior of structural materials, etc. Unfortunately, it has been observed in codes of structural materials [2, 3, 7 - 10, among others] that there is duplicity of definitions concerning structural actions. According to the authors, the result of standard committees establishing conflicting requirements is even more serious. In our view, some conflicting definitions are due to gaps in the NBR 8681 [1]; therefore, this code should be reviewed in order to standardize recommendations and eliminate discrepancies.

In this work, the reliability of beams submitted to bending according to NBR8681 [1], NBR6118 [2] and NBR8800 [3] standards is analyzed; the study addresses some of the divergent requirements mentioned above.

3. Structural design according to Brazilian standards

3.1 Usual condition on ultimate design states

In usual cases, the safety condition regarding the limit state of a structural element can be described as:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

where S_d is the design value of action effects and R_d is the design strength of the structural element in relation to action S .

3.2 Actions

The structural analysis must consider the influence of all actions that may have significant effects on the structure [2, 3]. Actions can be classified, for example, with respect to variation in time (permanent, variable and accidental), origin (direct or indirect), variation in space (fixed or mobile) and of nature or structural response (static and dynamic).

Permanent actions are those that act on the structure for a reference period, with negligible change in magnitude over time, or the variation is always in the same direction or until the action reaches a certain limit (monotonic action).

Variable actions are those that have variable duration, intensity or direction over time and that are non-monotonic. For example: live loads in buildings, wind and thermal actions.

Accidental actions are those that have very short duration and small probability of occurrence during the lifetime of a structure, but have significant intensity such as explosions, impact and high magnitude earthquakes.

In this work, only permanent and variable actions are considered. Moreover, permanent actions are considered grouped and only one variable action, the live load, is considered.

3.3 Characteristic values of actions

NBR8681 [1] defines the characteristic values of permanent actions as mean values, quantile 50%, either when the effects are unfavorable, or when the effects are favorable. The probabilistic model for permanent actions usually is the normal distribution [20-26].

According to NBR8681 [1], the characteristic value of variable actions established by consensus and reported in specific codes correspond to values that have 25% to 35% probability of being exceeded in a period of 50 years. Although NBR8681 [1] defines the characteristic values of variables actions this way, there are to date no realistic statistical data in Brazil showing that the values defined in NBR6120 [5] are complying with this requirement. Therefore, a national mobilization for the survey of field data is needed in order to better understand the level of safety of structures built in Brazil. The type of actions addressed in this study is live load in buildings, commonly represented using Gumbel distributions [20, 22, 24 to 26]. Alternatively, stochastic models [23] are used, describing the temporal variation of these actions (not considered in this work).

3.4 Ultimate limit states load combinations

Grouped permanent actions and variable action must be combined by the following expression:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{qk} \quad (2)$$

where:

F_d is the design value of actions;
 F_{gk} is the characteristic value of grouped permanent actions;
 F_{qk} is the characteristic value of variable action;
 γ_g and γ_q are the partial factors of permanent and variable actions, respectively.

Importantly, in expression (2), the partial factors should multiply the actions, and not the effects of actions. However, in the case of linear structural analysis (1st order effects), the superposition principle is valid, and in this case, the effects of actions can be combined using the partial factors. Thus, the ultimate combination equation becomes:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k \quad (3)$$

where:

S_d is the design action effect;
 G_k is the characteristic value of the permanent action effect;
 Q_k is the characteristic value of variable action effect.
 Equation (3) must be applied to each type of action effect to which a structural element is submitted (bending moment, shear effort, torque, etc).

The partial factors for actions, according to NBR8681 [1], are shown in Table 1.

NBR6118 [2] establishes a value for the partial factors of permanent and variable actions: $\gamma_g = \gamma_q = 1.4$, except for the case of prefabricated concrete structures.

NBR8800 [3] prescribes the same values of NBR8681 [1] for per-

Table 1 – Partial factors for actions according to NBR8681 (1) for normal ultimate combination		
Type of structure	γ_g	γ_q
Large bridges*	1.30	1.50
Type 1 buildings** and bridges in general	1.35	1.50
Type 2 buildings***	1.40	1.40

* The weight of the structure is at least 75% the permanent load
 ** Buildings where variables actions are at least 5 kN/m²
 *** Buildings where variables actions are less than 5 kN/m²

manent action coefficients (when grouped) and a single value for the variable load partial factor: $\gamma_q = 1.5$.

3.5 Characteristic values of the strength of materials

The characteristic values f_k of the strength of materials are those that in a lot of materials have a certain probability of being exceeded against safety [1]. For the ultimate limit state, this probability is usually equal to 5%. Assuming normal distribution, the usual case of concrete and steel, the characteristic value is defined by:

$$f_k = \mu_f - 1,645 \cdot \sigma_f \quad (4)$$

where:

μ_f is the mean strength;
 σ_f is the standard deviation of material strength.

3.6 Design strength of flexed elements subject to bending

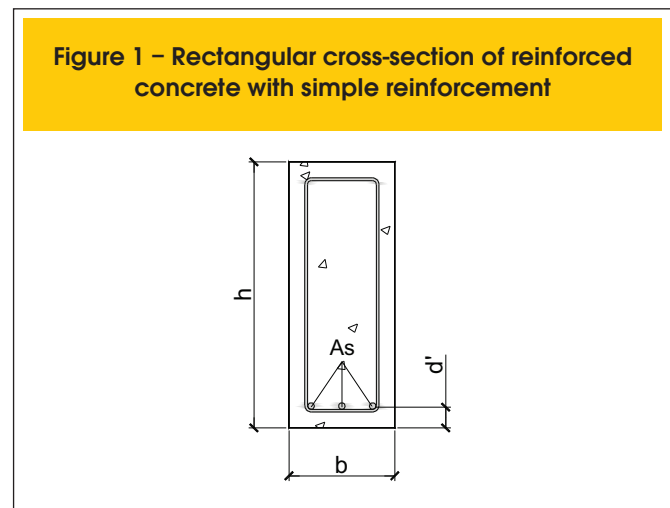
3.6.1 Reinforced concrete beams

The resisting moment (M_{rd}) of a rectangular singly reinforced beam (Figure 1) is:

$$M_{rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left(h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s}{0,85 \cdot b \cdot f_{ck} / \gamma_c} \right) \quad (5)$$

where:

A_s - area of reinforcing steel;
 f_{yk} - characteristic yield strength of reinforcement;
 f_{ck} - characteristic strength of concrete in compression;
 h - section height;
 d' - distance from the bottom face of the concrete to the steel bar axis;



b - section width;
 γ_s and γ_c - reinforcement and concrete partial factors, respectively.
 Equation (5) is valid only for domains 2 and 3, i.e., when the reinforcement is in plastic regime in the ultimate limit state.

3.6.2 Laterally restrained steel beam with compact section

The resisting moment (M_{rd}) of a laterally restrained steel beam with compact section (classes 1 and 2) is given by:

$$M_{rd} = Z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \tag{6}$$

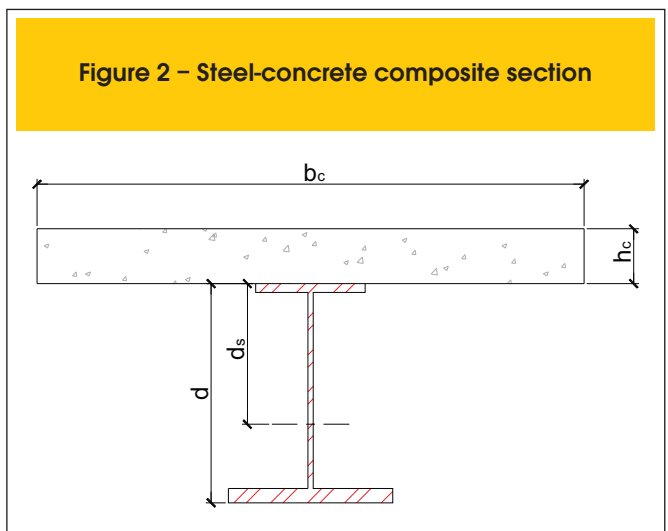
where:
 Z - plastic section bending modulus;
 f_y - characteristic yield strength of structural steel;
 γ_{a1} - partial safety factor.

3.6.3 Steel-concrete composite beam

The resisting moment (M_{rd}) of a steel-concrete composite beam (Figure 2), with plastic neutral axis in the concrete beam, is given by:

$$M_{rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \left(d_s + h_c - 0,5 \cdot \frac{A_a \cdot f_y / \gamma_{a1}}{0,85 \cdot b_c \cdot f_{ck} / \gamma_c} \right) \tag{7}$$

where:
 d - section height;
 d_s - distance between the center of gravity and the extreme top fiber of the steel section;
 A_a - area of the steel section;
 h_c - concrete slab height;
 b_c - effective width of concrete slab.
 The partial factors for strength are shown in Table 2.



4. Principles of reliability analysis

The reliability analysis of the structural element under study (beam submitted to pure bending) consists of assessing the failure probability (or reliability index) over the lifetime of the structure. A limit state in a probabilistic analysis can be described in terms of a performance function, defined by:

$$g(X) = R(X) - S(X) \tag{8}$$

where:
 X - vector of random variables of the problem;
 R(X) - random variable representing the strength of the structural element;
 S(X) - random variable representing the action or requesting effort.
 The limit state is defined as the event $g(X)=0$; and the failure probability is given by:

$$P_f = P[g(X) < 0] \tag{9}$$

Once the failure event is defined, the probability of failure is evaluated as [28]:

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_X(x) dx \tag{10}$$

where $f_X(x)$ is the joint density function of the random variables and $x|g(x) \leq 0$ is the failure domain. There are several methods to solve this integral. In general, the techniques are characterized by their level of sophistication and can be defined as:

- Fully probabilistic methods that consider the joint distribution of all random variables. Reliability is directly associated with the failure probability (e.g., numerical integration, Monte Carlo simulation);
- Fully probabilistic methods using approximations. Reliability is not directly associated with a probability, but with a fixed index known as reliability index (β). It is assumed that the failure probability associated with the reliability index is $P_f \approx \Phi(-\beta)$, where $\Phi(\cdot)$ is the cumulative distribution function of a standard normal

Table 2 – Partial factors for resistance (NBR6118 [2] and NBR8800 [3])	
Material	γ_R
Concrete	1.40
Reinforcing steel	1.15
Structural steel	1.10

Table 3 – Rectangular reinforced concrete cross-sections analyzed and design resistance considering C25 concrete ($f_{ck} = 25$ MPa), CA-50 steel ($f_{yk} = 500$ Mpa) and partial factors $\gamma_c = 1.4$ and $\gamma_s = 1.15$

Reinforcement	A_s (cm ²)	b (cm)	h (cm)	ρ (%)	d' (cm)	$x/(h-d')$	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
3 ϕ 8 mm	1.5	20	50	0.15	3.9	0.058	29.36
4 ϕ 10 mm	3.2	20	50	0.32	4.0	0.125	60.81
4 ϕ 12,5 mm	5.0	20	50	0.50	4.1	0.195	92.00
4 ϕ 16 mm	8.0	20	50	0.80	4.3	0.313	139.03
3 ϕ 20 mm	9.45	20	50	0.95	4.5	0.327	159.14

random variable, i.e., whose mean is equal to 0 and standard deviation is equal to 1 (e.g. FORM and SORM);

- Semi-probabilistic analysis or limit state method. Safety is introduced by a careful choice of representative values of actions and through partial safety factors that should cover not only uncertainties associated with the chosen values, but also uncertainties related to the models for actions and strengths. No probability is calculated or estimated.

In this work, the First Order Reliability Method (FORM) described in [30, 31] is used. Some design situations were verified via Monte Carlo simulation, with obtained results very close to FORM. This shows that the limit state equations are weakly nonlinear in the vicinity of the design point.

5. Sections analyzed

5.1 Reinforced concrete beams

A reinforced concrete cross-section is adopted which is very common in buildings with usual distance from five to six meters between columns: 20 cm in width (b) and 50 cm in height (h). Several reinforcement ratios are considered in the assessment of structural reliability, following Table 3.

The data used for reliability analysis are shown in Table 3. All beams were evaluated with C25 concrete ($f_{ck} = 25$ MPa) and CA-50 steel ($f_{yk} = 500$ MPa). The assumption that concrete is compliant was used, but this may not reflect the reality of concrete structures produced in Brazil [see 15].

Interestingly, in the case of CA-50 reinforcement with par-

tial factor $\gamma_s = 1.15$, the limit between domains 3 and 4 is $x / (h-d') = 0.628$.

5.2 Reinforced concrete slabs

A slab with thickness of 10 cm and reinforcement ratios ranging from 0.15% to 0.95% (Table 4) is considered. The materials used are the same for the beam, namely, C25 concrete and CA-50 steel.

5.3 Steel beams

In this study, it is assumed that the variability of geometrical properties is negligible, or so small that it can be incorporated in the variability of material properties (Table 6 shows that the standard deviation is higher in structural steel than in reinforcement steel). Thus, since the strength of the steel section (Eq. (6)) varies linearly with the plastic modulus, the reliability indexes are independent of Z, i.e., independent of the section geometry.

5.4 Steel-concrete composite beams

For steel-concrete composite sections, the lightest and heaviest steel sections of the same series were compared (VSM400x33 and VSM400x46) always assuming the same effective width of concrete slab ($b_c = 250$ cm) and same slab thickness ($h_c = 10$ cm), according to Table 5.

The plastic neutral axis (PNA) is always located in the concrete slab ($a_c < 10$ cm).

Table 4 – Sections of concrete flat slab analyzed and design resistance considering C25 concrete ($f_{ck} = 25$ MPa), CA-50 steel ($f_{yk} = 500$ Mpa) and partial factors $\gamma_c = 1.4$ and $\gamma_s = 1.15$

Reinforcement	A_s (cm ² /m)	h (cm)	ρ (%)	d' (cm)	$x/(h-d')$	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
Minimum	1.5	10	0.15	4.0	0.090	3.77
$\phi 6,3c/10$	3.2	10	0.32	4.0	0.191	7.71
$\phi 8/10$	5.0	10	0.50	4.0	0.298	11.49
$\phi 10c/10$	8.0	10	0.80	4.0	0.477	16.88
$\phi 12.5c/12.5$	9.45	10	0.95	4.0	0.597	19.86

Table 5 – Steel-concrete composite sections analyzed and design resistance considering C25 concrete ($f_{ck} = 25$ Mpa) CA-50 steel ($f_{yk} = 500$ Mpa) and partial factors $\gamma_c = 1.4$ e $\gamma_s = 1,15$

Section designation	A_c (cm ²)	D_s (cm)	b_c (cm)	h_c (cm)	a_c (cm)	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
VSM400x33	42.6	21.27	250	10	2.5	29.04
VSM400x46	59.0	22.82	250	10	3.53	41.64

6 Reliability analysis of beams subject to pure bending

The general procedure for reliability analysis is shown in the flow-chart of Figure 3.

The first step is to select the structural element and type of cross section to be analyzed. After defining the cross section, the design strength (R_d) is determined by means of an “economic” design, the same value for the action effect is assumed.

To transform the action effect into characteristic values of each action, it is necessary to define the relationship between permanent and variable loads. This can be achieved by the following expression:

$$\chi = \frac{Q_k}{G_k + Q_k} \tag{11}$$

Therefore,

$$G_k = \frac{S_d}{\gamma_g + \gamma_q \cdot \chi / (1 - \chi)} \tag{12}$$

$$Q_k = \frac{S_d}{\gamma_g \cdot (1 - \chi) / \chi + \gamma_q} \tag{13}$$

After determining the characteristic or nominal values, the statistical parameters of each random variable are evaluated and, finally, the reliability analysis is made. For the sections analyzed, the performance functions are:

► Reinforced concrete rectangular section:

$$g(X) = \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \left(h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \right) - \theta_S (M_g + M_q) \tag{14}$$

► Steel section:

$$g(X) = \theta_R \cdot Z \cdot f_y - \theta_S (M_g + M_q) \tag{15}$$

► Steel-concrete composite section:

$$g(X) = \theta_R \cdot A_a \cdot f_y \left(d_s + h_c - 0,5 \cdot \frac{A_a \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \right) - \theta_S (M_g + M_q) \tag{16}$$

where:

θ_R is the uncertainty in resistance model;

θ_S is the uncertainty in load model.

Figure 3 – Reliability analysis flowchart

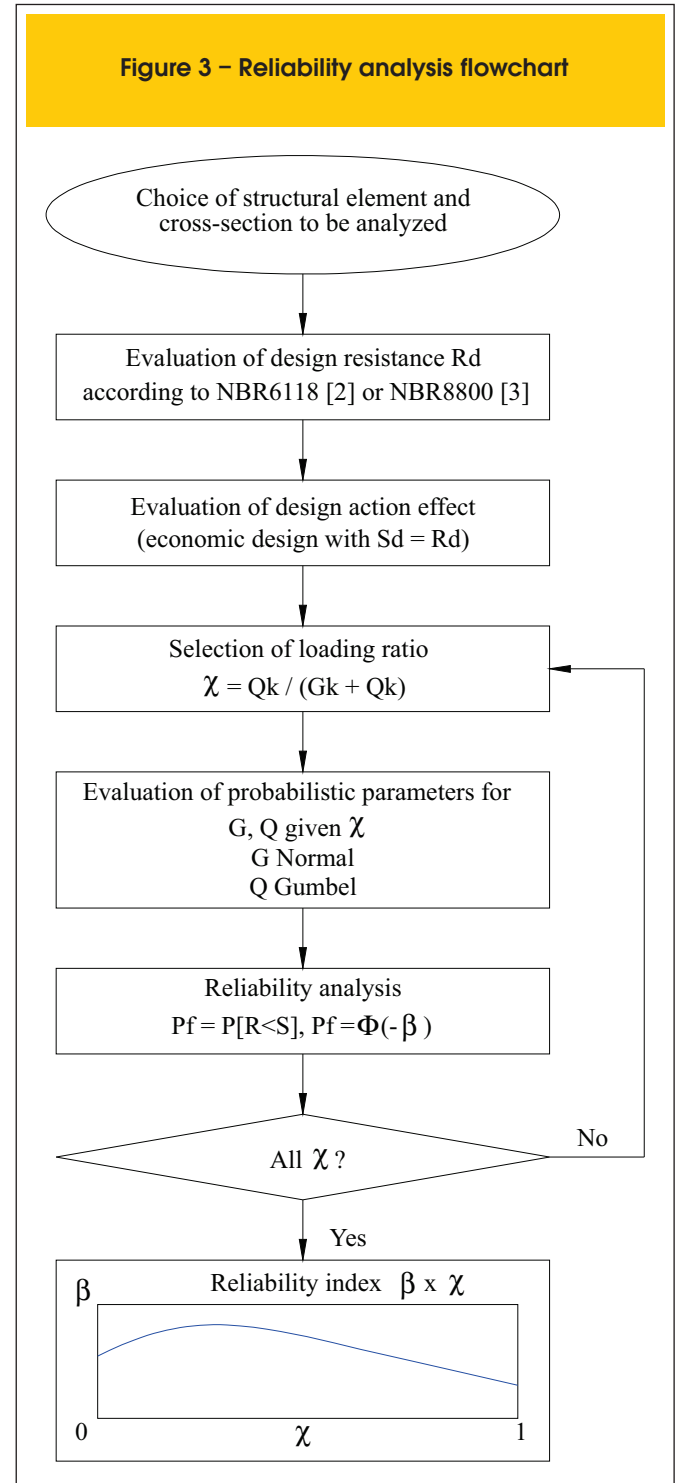


Table 6 – Probabilistic models of random variables for reliability analysis

Category of variables	Name of basic variables	Simb.	Dimension	Distribution	μ_x	σ_x
Actions	Permanent	G	kN.m	Normal	G_k	$0.1 \mu_x$
	Variable Action - 50 years	Q	kN.m	Gumbel	$0.93 Q_k$	$0.2 \mu_x$
Strength of materials	Concrete	f_c	MPa	Normal	$1.17 f_{ck}$	$0.15 \mu_x$
	Passive steel for concrete	f_y	MPa	Normal	$1.08 f_{yk}$	$0.05 \mu_x$
	Structural steel for profile	f_y	MPa	Normal	$1.08 f_y$	$0.08 \mu_x$
Geometric data	Concrete beam height	h	cm	Normal	50	2.25
	Concrete beam width	b	cm	Normal	20	1.20
	CG Dist. from bar (lower fiber – beam)	d'	cm	LN	d'_{nom}	1.10
	CG Dist. from bar (lower fiber – slab)	d'	cm	LN	4	0.60
	CG Dist. from bar (upper fiber – beam)	d'	cm	LN	4	1.10
Load uncertainties	Concrete slab height	h_c	cm	Normal	10	0.60
	Uncertainties in action effect model	θ_s	-	LN	1.00	0.05
Resistance uncertainties	Concrete beam – Flexure	θ_r	-	LN	1.00	0.05
	Concrete slab – Flexure	θ_r	-	LN	1.00	0.05
	Steel beam – Flexure	θ_r	-	LN	1.00	0.03
	Steel-concrete composite beam – Flexure	θ_r	-	LN	1.00	0.05

7. Probabilistic models

The statistical parameters and distributions of each random variable are summarized in Table 6. These data were obtained from several references [20 to 27] and compared with some national database [16].

In the case of compressive concrete strength, it was considered that the coefficient of variation of material obtained from a given location is 10% (related to the characteristic design value), but in the structure, the coefficient of variation is different (due to the concreting and curing process) and the value assumed in Table 6 was equal to 15%.

8. Results

The results obtained for the reinforced concrete sections designed using partial factors of NBR6118 [2] and NBR8681 [1] for type 2 buildings are shown in Figure 4.

Figure 4 shows that the reliability index depends on the reinforcement ratio of the section. The reliability of a reinforced concrete beam increases with increasing reinforcement ratios, since the steel strength variability is smaller than the concrete strength variability.

Based on Figure 4, the worst scenario is the situation where the variable action (Q_k) is relatively large in relation to the permanent action (G_k). The usual case of χ for reinforced concrete beams is between 0.1 and 0.6 and for beams designed by NBR6118 [2], the reliability index for $\chi = 0.6$ and $\rho = 0.15\%$ is 3.35. This value is slightly lower than the limit value given by the American standard ACI [22], which is 3.5, and also by EUROCODE [29], which is 3.8. One alternative to increase reliability for larger load ratios is to design the beam using partial factors of NBR8681 [1] for type 1 buildings. Figure 5 shows that when parameter χ is large, this combination provides greater reliability.

The most suitable way of obtaining reliability indexes more uniform than those shown in Figures 4 and 5 is to decrease the partial factor of permanent actions (γ_g) and increase the partial factor of variable actions (γ_q), according to the American standard [20] and as obtained in [11].

Our initial goal is to have a full assessment of the reliability of all the usual structural elements to then propose a set of changes aiming to homogenize reliability in all design configurations. Two

Figure 4 – Reliability indexes for beams of 20 x 50 section of reinforced concrete, designed with partial factors of NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$), considering various reinforcement ratios

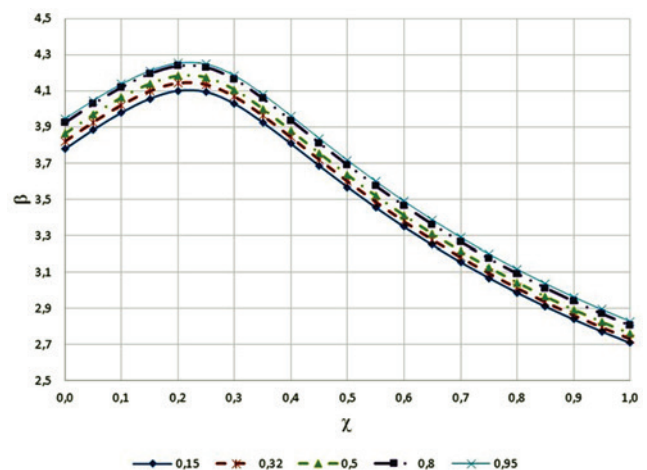
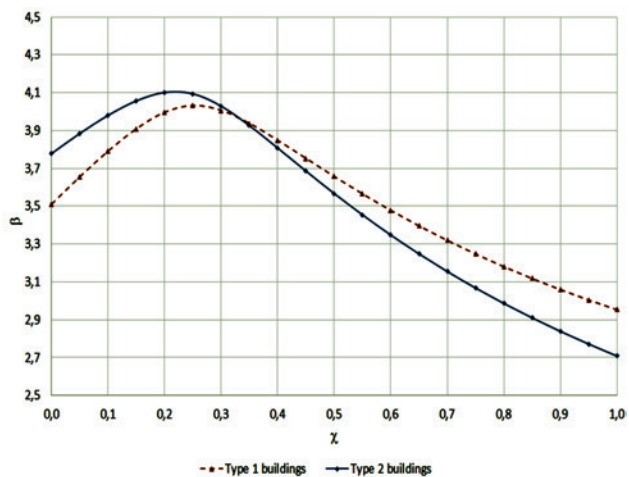


Figure 5 – Reliability indexes for reinforced concrete beam considering partial factors for type 2 ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$) and type 1 ($\gamma_g = 1.35$ and $\gamma_q = 1.5$), buildings, and reinforcement ratio $\rho = 0.15\%$



more urgent cases have already being identified, where modifications have been proposed and approved in the latest revision of the NBR 6118 standard: cantilever concrete slabs and columns with 12 to 15 cm in thickness as described in [13].

For slabs with positive moments, results shown in Figure 6 were obtained. The values of reliability indexes obtained are low, but in the case of highly hyper-static slabs, the value of 2.5 is allowed by ACI [22]. As in this work, the reliability assessment is based on one section and not on the structural element as a whole (a common practice in the calibration of standards), the indexes obtained for slabs are nominal: it is known that the actual reliability indexes will be higher due to the redistribution of internal forces. However, given the complexity of a probabilistic analysis in a two-dimensional element that has high rotation capacity, the practical recommendation of limiting the reliability index of a slab section to 2.5 will be assumed.

In the case of cantilevered slabs, where the ability to redistribute internal forces is limited or null, the ideal situation would be to have reliability index of 3.8 as EUROCODE [29] or equivalent to beams ($\beta = 3.5$) of ACI [22]. However, Figure 7 shows that, with greater variability in the position of the negative reinforcement, the reliability indexes are low, highlighting the inadequate safety of cantilevered slabs.

The low reliability indexes for cantilever slabs had already been discussed in [12] and the proposal for additional safety factor was discussed. The project for the review of NBR6118 [4] provides that for slabs with thicknesses smaller than 19 cm, an additional coefficient γ_n should be applied, according to expression:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot h \tag{17}$$

For this example, for a 10-cm thick slab, the additional coefficient

Figure 6 – Reliability indexes of reinforced concrete slabs designed with partial factors of NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$), with various positive reinforcement ratios

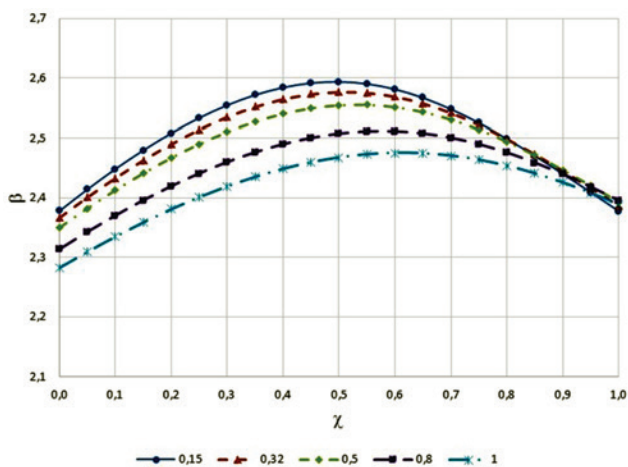


Figure 7 – Reliability indexes of reinforced concrete slabs designed with partial factors of NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$), with various negative reinforcement ratios

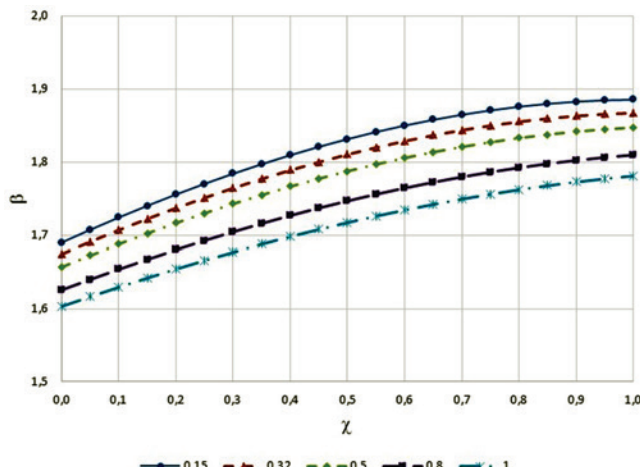
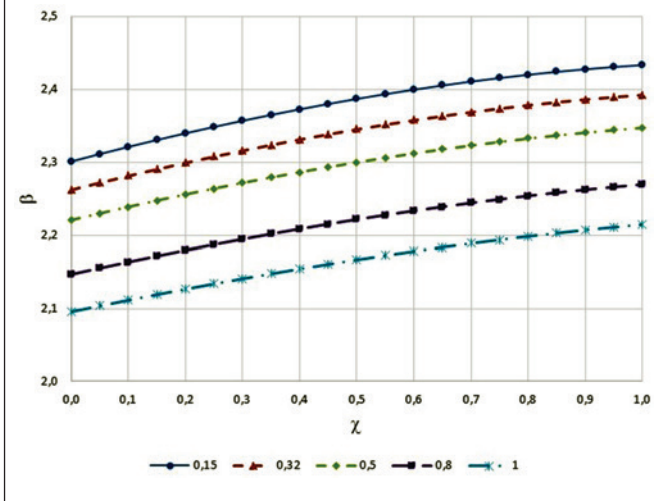
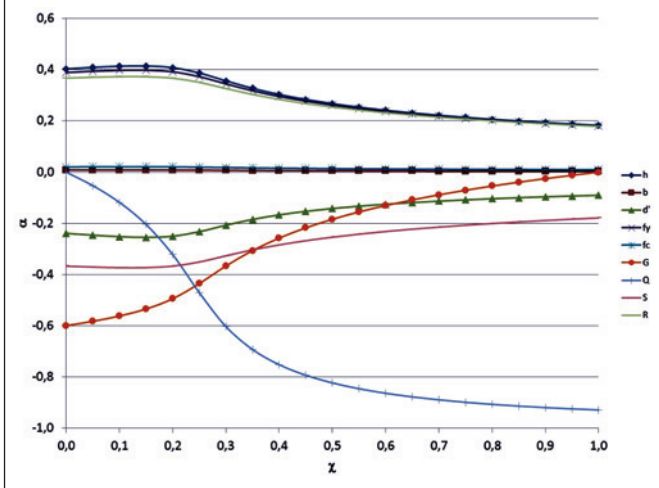


Figure 8 – Reliability indexes of reinforced concrete slabs designed with partial factors of NBR6118 (4) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$ and $\gamma_n = 1.45$), with various negative reinforcement ratios



is $\gamma_n = 1.45$. Figure 8 shows the effect of this factor on the reliability indexes. Although improved, the values are still low. It is interesting that the results obtained for slabs show that reliability indexes generally decreases with increasing reinforcement

Figure 9 – Sensitivity coefficients (α) of each random variable of reinforced concrete beams designed with partial factors for actions of NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$) considering reinforcement ratio (ρ) of 0.15%



ratio. The justification for this behavior to be different from the results obtained for concrete beams is that the section height is small and the reinforcement position ($d' = h - d$ which is 40% the height) is highly variable. This means that the most sensitive parameters in the reliability analysis of beams and concrete slabs are different, as observed by comparing the sensitivity coefficients of both analyses. These coefficients show which random variables have the greatest contribution in calculated failure probabilities. If α_i is the sensitivity coefficient of the i^{th} random variable, then $\sum \alpha_i^2 = 1$. For loading variables, the coefficient is negative; for resistance variables, the coefficient is positive.

In Figure 9, referring to the concrete beam, it was observed that the permanent action G is the most important variable when χ is small and, on the other hand, variable action Q becomes the most important variable when χ is large. For large χ , the random variable Q has sensitivity coefficient much greater than the other variables. However, when χ is small, G does not have the same influence and other random variables such as h , f_y , θ_R and θ_S also have some influence. This is evident to the extent that χ grows and sensitive indexes of these variables become smaller.

In the case of slabs (Figure 10), the random variable with the highest contribution to the failure probability is the reinforcement position d' and therefore, the behavior of reliability index of slabs and beams is distinct. The sensitivity coefficient d' is nearly constant and showed slight reduction only for very high χ values (with the respective increase in the Q sensitivity). However, when the reinforcement rate increases and therefore reduces the lever arm (and the reliability index), the sensitivity of β in relation to G and Q becomes smaller.

In the case of steel beams designed according to NBR8800 [3], the results (Figure 11) show reliability index values relatively low compared to the limits mentioned, especially for loading ratios $\chi > 0.8$. In [3], the only difference between types I and II building is the partial

Figure 10 – Sensitivity coefficients (α) of each random variable of reinforced concrete marquees designed with partial factors for actions of NBR6118 (4) ($\gamma_g = \gamma_q = 1.4$ and $\gamma_n = 1.45$) considering reinforcement ratio (ρ) of 0.15%

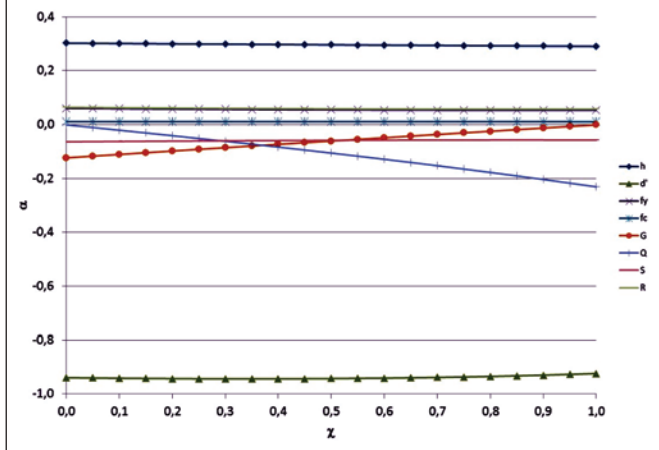
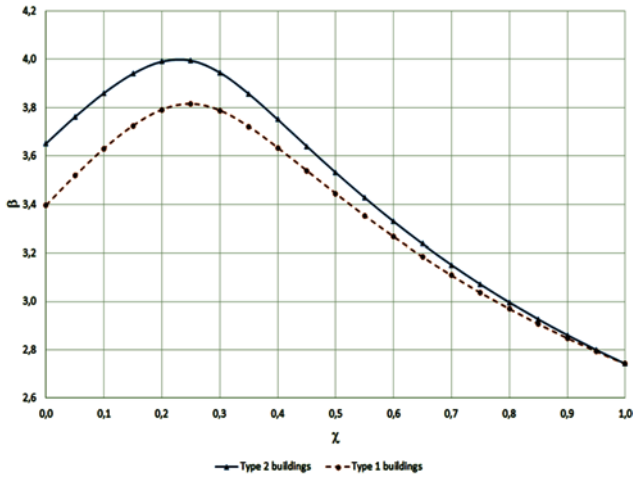
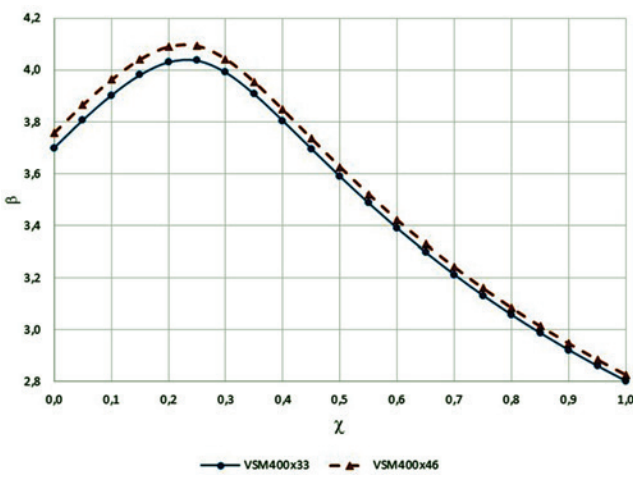


Figure 11 – Reliability index of a steel beam with compact section and laterally restrained, designed with partial factors of NBR8800 (3) for types I and II buildings



factor applied to permanent actions and therefore the two curves shown in Figure 11 do not intersect. This means that the reliability indexes at the limit between the two types of buildings are different, i.e., there is a discontinuity in the indexes obtained from the requirements of [3]. The results obtained for steel-concrete composite beams are shown in Figure 12. It was observed that the reliability indexes are between values obtained for the reinforced beams section and those obtained for steel beams.

Figure 12 – Reliability index of steel-concrete composite beams. The concrete slab is 250 cm x 10 cm and the section designation belongs to are VSM400 series. The partial safety factors used are: $\gamma_g = 1.4$; $\gamma_q = 1.5$; $\gamma_c = 1.4$ and $\gamma_s = 1.10$



Using the same partial factor of steel strength of NBR6118 [2] for beams, reliability indexes similar to those obtained for reinforced concrete section were obtained, as shown in Figure 13.

9. Conclusions

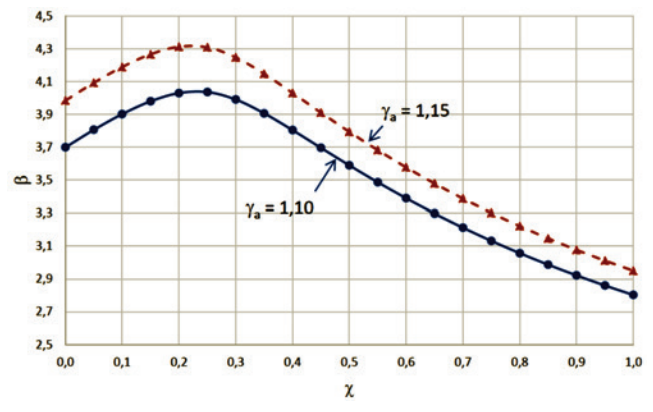
This paper presented a comparative study of the safety of reinforced concrete, steel and steel-concrete composite beams designed according to Brazilian standards for structural design. Results show that the reliability of reinforced concrete beams designed by NBR6118 [2] is compatible with international requirements. However, for large load ratios ($\chi > 0.5$), the reliability indexes decrease greatly, and the use of coefficients of NBR8681 is recommended [1].

For slabs under positive moment, acceptable reliability index values were also found. In the case of cantilever slabs, the reliability indexes found herein were much lower than desirable. The use of an additional safety factor (already suggested for the revision of NBR6118 [4]) is recommended. Further investigations are necessary to achieve appropriate safety to this type of structural element.

Results obtained for steel beams show acceptable reliability indexes for much of χ ratios, but very low indexes for $\chi > 0.8$. It was observed that in general, the reliability indexes for steel beams are smaller than those obtained for concrete beams. The reliability indexes of steel-concrete composite beams are found between reinforced concrete beam and a steel beam. This is partly because the partial factors for reinforcement ($\gamma_s = 1.15$) and for structural steel ($\gamma_a = 1.10$) are different.

In general, a very large variation or lack of uniformity of reliability indexes obtained for different loading ratios and for different materials was observed. These results demonstrate the importance of performing reliability-based calibration of partial safety factors for Brazilian standards, as observed for American and European stan-

Figure 13 – Reliability index of steel-concrete composite beams considering two strength coefficients ($\gamma_s = 1.1$ and $\gamma_s = 1.15$). Steel beam: VSM400x33; concrete slab: $\beta_c = 250$ cm and $h_c = 10$ cm; additional partial factors: $\gamma_g = 1.4$ and $\gamma_q = 1.5$



dards. Efforts in this direction have already been made by Beck and Souza Jr. [11] and will continue to be the subject of further studies. As previously mentioned, studies should investigate these variations for all usual structural elements, identifying and correcting problems as those of cantilever concrete slabs and columns with very small dimensions. In this context, pillars, which are the most important elements for the sustaining of buildings, should also be considered and have a large number of cases not only by the large variation of the moment / normal ratio and oblique bending, but also due to their slenderness.

10. Acknowledgments

The third author thanks CNPq for the research scholarship granted, which supported his dedication to this research project.

11. References

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas – procedimento. – NBR8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. – NBR6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. – NBR8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. – NBR6118, Projeto de revisão, Rio de Janeiro, 2013.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. – NBR6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. – NBR6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. – NBR9062, Rio de Janeiro, 2006.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. – NBR14762, Rio de Janeiro, 2010.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. – NBR15200, Rio de Janeiro, 2010.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – procedimento. – NBR14323, Rio de Janeiro, 1999.
- [11] BECK, A.T.; SOUZA Jr, A.C. “A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes”. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. 32, 119-127, 2010.
- [12] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010.
- [13] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. *Revista Ibracon de Estruturas*, São Paulo, v. 3, n. 2, 2007.
- [14] SILVA, J.L.; ELDEBS, M.K.; BECK, A. T. Reliability Evaluation of Reinforced Concrete Pipes in Crack Opening Limit State. *IBRACON Structures and Materials Journal*. , v.1, p.314 - 330, 2008.
- [15] SANTIAGO, W.C.; BECK, A. T. A study of Brazilian concrete strength (non-)compliance and its effects on reliability of short columns. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, v.4, p.663 - 690, 2011.
- [16] STUCCHI, F. R.; MORAIS, F. L. Análise probabilística da Segurança de vigas de concreto armado submetida à flexão simples, com o uso da teoria da confiabilidade e do método de Marte Carlo. In: VI Simpósio na EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2006.
- [17] BECK, A.T.; DÓRIA, A.S. “Reliability analysis of I-section steel columns designed according to new Brazilian building codes”. *J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng.* 30, 152-150, 2008.
- [18] OLIVEIRA, W.L.A.; BECK, A. T.; EL DEBS, A.L.H.C. Safety evaluation of circular concrete-filled steel columns designed according to Brazilian building code NBR 8800:2008. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. , v.1, p.212 - 236, 2008.
- [19] BECK, A. T.; OLIVEIRA, W. L. A.; De NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. “Reliability-based Evaluation of Design Code Provisions for Circular Concrete-Filled Steel Columns”. *Engineering Structures* 31(10), 2299-2308, 2009.
- [20] ELLINGWOOD, B. R.; GALAMBOS, T. V. “Probability-based criteria for structural design.” *Structural Safety* 1, 15-26, 1982.
- [21] NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical models for resistance. *ACI structural Journal*, New York, v. 100, n. 3, p. 377-382, 2003.
- [22] SZERSZEN, M.; NOWAK, A. S. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors. *ACI structural Journal*, New York, v. 100, n. 3, p. 383-391, 2003.
- [23] JCSS - JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. Probabilistic model code. Disponível em <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>, 2002.
- [24] GULVANESSIAN, H.; HOLICKÝ, M. Reliability based calibration of eurocodes considering a steel member. *JCSS Workshop on Reliability Based Calibration*, 2002.
- [25] GULVANESSIAN, H.; HOLICKÝ, M. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. *Structures & Buildings*, V. 158, n. SB4, 2005.
- [26] HOLICKÝ, M.; MARKOVA, J. Safety of concrete structures in accordance with eurocodes. *Proceedings of the 2nd international fib congress*, Naples, Italy, 2006.
- [27] HOLICKÝ, M. et al. The reliability basis of design for structural resistance. *Proceedings, 3rd International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, 2007.
- [28] BECK, A.T. “Computer-aided teaching of structural reliability”. *Proceeding of 28th Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Porto, Portugal, 2007.
- [29] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 0: Basis of structural design. EN 1990, Brussels, 2004.

- [30] MADSEN HO, KRENK S, LIND NC. Methods of structural safety. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1986.
- [31] MELCHERS RE. Structural Reliability Analysis and Prediction". John Wiley & Sons, Chichester, 1999.

Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes

Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com as normas brasileiras



D. M. SANTOS ^a
danielmiranda@usp.br

F. R. STUCCHI ^b
fernando.stucchi@poli.usp.br

A. T. BECK ^c
atbeck@sc.usp.br

Abstract

This paper presents an investigation on the safety of structural elements submitted to pure bending, produced in reinforced concrete, in steel and steel-concrete composites, and designed according to Brazilian codes NBR8681:2003, NBR6118:2007 and NBR8800:2008. The study allows a comparison of the relative safety of beams produced with these materials and designed using these codes. Comparative studies between the performances of different materials are difficult to find in the published literature. The present study shows that reliability indexes for reinforced concrete beams are satisfactory; however, results for steel beams are below limit values established in international design standards. Reliability indexes found herein for steel-concrete composite beams are intermediate to concrete and steel beams.

Keywords: beam, reinforced concrete, steel, composite structures, reliability, safety.

Resumo

Este artigo apresenta uma investigação da segurança de elementos estruturais submetidos à flexão simples, em concreto armado, em aço e em material misto, e dimensionados segundo as normas NBR8681:2003, NBR6118:2007 e NBR8800:2008. O estudo permite uma comparação da segurança relativa de vigas produzidas com estes materiais e através destas normas. Estudos comparativos entre diferentes materiais são raros na literatura. Resultados da presente investigação mostram que, enquanto os índices de confiabilidade dos elementos de concreto são satisfatórios, as vigas metálicas apresentam resultados abaixo dos limites estabelecidos por normas internacionais. No caso das vigas mistas, os índices de confiabilidade encontrados estão entre os valores para concreto e aço.

Palavras-chave: vigas, concreto armado, aço, estruturas mistas, confiabilidade, segurança.

^a EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil;

^b Escola Politécnica da USP/EGT Engenharia, São Paulo, SP, Brasil;

^c Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

As normas brasileiras para projeto de estruturas de edifícios [1 a 10] estão baseadas no método dos estados limites. Incertezas inerentes às ações estruturais e à resistência dos materiais são consideradas indiretamente, através do uso de coeficientes parciais de segurança. Tais coeficientes parciais, quando bem avaliados, devem garantir segurança adequada para a estrutura.

Hoje em dia, é reconhecido internacionalmente que a maneira mais racional de avaliar a segurança de uma estrutura é de forma probabilística. A Europa, com os EUROCODES, e os Estados Unidos, com seu *Load and Resistance Factor Design*, por exemplo, já utilizam a confiabilidade estrutural na calibração dos coeficientes parciais de segurança de suas normas de projeto.

No Brasil, existe pouca informação com relação à quão seguras são as estruturas projetadas utilizando as normas nacionais. Por outro lado, apesar de apresentarem o formato de estados limites, as normas nacionais nunca foram calibradas com vias a se obter, por exemplo, confiabilidade equivalente no projeto de estruturas de diferentes materiais [11]. Estudos isolados são encontrados, reportando a confiabilidade de elementos estruturais projetados em concreto armado [12 a 16], em aço [11, 17] ou em estruturas mistas [18, 19]. Os autores desconhecem estudos comparativos entre o nível de segurança de elementos estruturais produzidos com diferentes materiais, tal qual proposto neste trabalho. Neste artigo, empregam-se dados estatísticos utilizados na calibração das normas americanas [20 a 22] e europeias [23 a 27], bem como alguns dados nacionais [16]. O estudo apresenta uma comparação dos níveis de confiabilidade de vigas de concreto armado, de aço e vigas mistas projetadas segundo normas de projeto brasileiras.

2. Sobre as normas estruturais brasileiras de edificações

A NBR8681 [1] é a norma “mãe” que apresenta as diretrizes gerais para o projeto de estruturas civis. Esta norma estabelece critérios e princípios que, juntamente com normas específicas de ações (NBR6120 [5], NBR6123 [6], entre outras), norteiam o projeto de um edifício.

Já com relação ao comportamento e a resistência dos materiais estruturais do edifício, normas específicas devem ser observadas: projetos em concreto armado ou protendido devem atender aos critérios de dimensionamento e detalhamento da NBR6118 [2]; edifícios estruturados em aço devem atender à NBR8800 [3]. Existem ainda algumas normas “complementares”, como a NBR9062 [7] (concreto pré-moldado), a NBR14762 [8] (perfis formados a frio), além das normas de estruturas em situação de incêndio (NBR15200 [9] e NBR14323 [10]).

A NBR8681 [1] especifica coeficientes de ponderação das ações, bem como os coeficientes de combinação de ações, a serem utilizados no projeto de edifícios. As normas específicas dos diferentes materiais estruturais deveriam lidar apenas com os aspectos de resistência, como coeficientes parciais de segurança dos materiais, critérios sobre o comportamento do material estrutural, etc. Infelizmente, observa-se nas normas dos materiais estruturais [2, 3, 7 a 10, entre outras], uma duplicidade de definições referentes às ações estruturais. Mais grave, na opinião dos autores, é o fato das diferentes comissões de norma estabelecerem prescrições

conflitantes entre si. Há, na opinião dos autores, algumas definições conflitantes que se devem à lacunas da NBR 8681 [1]; portanto, mostra-se necessária uma revisão desta norma, com o intuito de uniformizar as recomendações e eliminar as divergências. Neste trabalho, é analisada a confiabilidade de vigas submetidas à flexão conforme as normas NBR8681 [1], NBR6118 [2] e NBR8800 [3], o que inclui algumas das prescrições divergentes mencionadas acima.

3. Projeto estrutural segundo as normas brasileiras

3.1 Condição usual relativa aos estados limites últimos

Em casos usuais, a condição de segurança referente aos estados limites de um elemento estrutural pode ser descrita como:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

onde S_d é o valor de cálculo dos efeitos das ações (ou “solicitação de cálculo”) e R_d é a resistência de cálculo do elemento estrutural em relação ao tipo de solicitação S .

3.2 Ações

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura [2, 3]. As ações podem ser classificadas, por exemplo, através da variação no tempo (permanentes, variáveis e excepcionais), da origem (direta ou indireta), da variação no espaço (fixa ou móvel) e da natureza ou resposta estrutural (estática e dinâmica).

Ações permanentes são aquelas que agem na estrutura por um período de referência, com variação desprezível de magnitude no tempo; ou ainda, a variação é sempre na mesma direção até a ação atingir um certo limite (ação monotônica).

As ações variáveis são aquelas que possuem duração, intensidade ou direção variável ao longo do tempo e que não são monotônicas. Por exemplo: sobrecargas em pavimentos de edifícios, ações do vento e temperatura.

As ações excepcionais são aquelas que possuem duração muito curta e probabilidade pequena de ocorrência durante a vida útil de uma estrutura, mas possuem intensidade significativa como explosões, ações de impacto, sismos de magnitude elevada.

Neste trabalho apenas as ações permanentes e variáveis são consideradas. Além disso, as ações permanentes são consideradas agrupadas e apenas uma ação variável é adotada: a sobrecarga ou ação acidental em pavimentos.

3.3 Valores característicos das ações

A NBR8681 [1] define os valores característicos das ações permanentes como os valores médios, quantil de 50%, seja quando os efeitos forem desfavoráveis, seja quando os efeitos forem favoráveis. O modelo probabilístico para as ações permanentes é, normalmente, a distribuição normal [20 a 26].

Segundo a NBR8681 [1], os valores característicos das ações variáveis, estabelecidos por consenso e indicados em normas específicas, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos. Embora a NBR8681 [1] defina os valores característicos das ações variáveis desta maneira, ainda não existem, no Brasil, dados estatísticos realistas que comprovem que os valores definidos na NBR6120 [5] estejam respeitando esta prescrição. Portanto, é necessário uma mobilização nacional para o levantamento dos dados de campo de forma a entendermos melhor o nível de segurança das estruturas construídas no Brasil. As ações tratadas neste artigo são do tipo sobrecarga em edificações, comumente representadas através de distribuição de máximos de Gumbel [20, 22, 24 a 26]. Alternativamente, modelos estocásticos [23] descrevem a variação temporal destas ações (não considerado neste trabalho).

3.4 Combinação última das ações

As ações permanentes agrupadas e a ação variável devem ser combinadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{qk} \quad (2)$$

onde:

F_d - é a ação de cálculo ou de projeto;

F_{gk} - é o valor característico das ações permanentes agrupadas;

F_{qk} - é o valor característico da ação variável;

γ_g e γ_q - são os coeficientes parciais (ou de ponderação) das ações permanentes e variáveis, respectivamente.

É importante ressaltar que, na expressão (2), são as ações que devem ser majoradas e não as solicitações. No entanto, no caso de análise linear de estruturas (efeitos de 1ª ordem) o princípio da superposição é válido; neste caso, pode-se majorar os efeitos das ações. Com isso, a equação da combinação última se torna:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k \quad (3)$$

onde:

S_d - é a solicitação de cálculo ou de projeto;

G_k - é o valor característico da solicitação permanente;

Q_k - é o valor característico da solicitação variável.

A equação (3) deve ser aplicada a cada tipo de solicitação ao qual um elemento estrutural está submetido (momento fletor, esforço cortante, momento torsor, etc.).

Os coeficientes de ponderação das ações, segundo a NBR8681 [1], são mostrados na Tabela 1.

A NBR6118 [2] estabelece um valor para os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis: $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$, com exceção ao caso de estruturas de concreto pré-fabricado.

A NBR8800 [3] prescreve os mesmos valores da NBR8681 [1] para os coeficientes das ações permanentes (ações consideradas agrupadas) e um valor único para o coeficiente de ponderação da carga variável: $\gamma_q = 1,5$.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação das ações segundo a NBR8681 (1) para a combinação última normal

Tipo de estrutura	γ_g	γ_q
Grandes pontes*	1,30	1,50
Edificações tipo 1** e pontes em geral	1,35	1,50
Edificações tipo 2***	1,40	1,40

* Peso próprio da estrutura é pelo menos 75% da carga permanente.
** Edificações onde as ações variáveis são pelo menos 5kN/m².
*** Edificações onde as ações variáveis são inferiores a 5kN/m².

3.5 Valores característicos das resistências dos materiais

Os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança [1]. No caso do estado limite último, essa probabilidade costuma ser igual a 5%. Considerando uma distribuição normal, caso usual para a resistência do concreto e do aço, temos a resistência característica definida por:

$$f_k = \mu_f - 1,645 \cdot \sigma_f \quad (4)$$

onde:

μ_f é a resistência média;

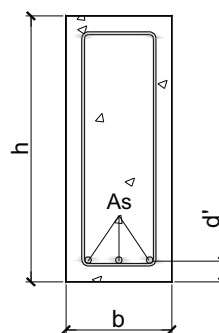
σ_f é o desvio padrão da resistência.

3.6 Resistência de cálculo de elementos fletidos

3.6.1 Vigas de concreto armado

O momento resistente (M_{rd}) de uma seção retangular de concreto

Figura 1 – Seção retangular de concreto armado com armadura simples



com armadura simples (Figura 1) é dado por:

$$M_{rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left(h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s}{0,85 \cdot b \cdot f_{ck} / \gamma_c} \right) \quad (5)$$

onde:

- A_s - área de aço passivo;
- f_{yk} - tensão de escoamento característica do aço passivo;
- f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto;
- h - altura da seção;
- d' - distância da face inferior do concreto em relação ao eixo das barras de aço;
- b - largura da seção;
- γ_s e γ_c - coeficientes parciais do aço passivo e do concreto, respectivamente.

A equação (5) é válida apenas para os domínios 2 e 3, ou seja, quando a armadura passiva estiver em regime plástico no estado limite último.

3.6.2 Viga metálica compacta com travamento lateral contínuo

O momento resistente (M_{rd}) de um perfil metálico compacto (classes 1 e 2) com travamento lateral é dado por:

$$M_{rd} = Z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (6)$$

onde:

- Z - módulo plástico;
- f_y - tensão de escoamento característica do aço estrutural;
- γ_{a1} - coeficiente parcial do aço em relação ao escoamento da seção.

3.6.3 Viga mista de aço e concreto

O momento resistente (M_{rd}) de uma seção mista aço e concreto (Figura

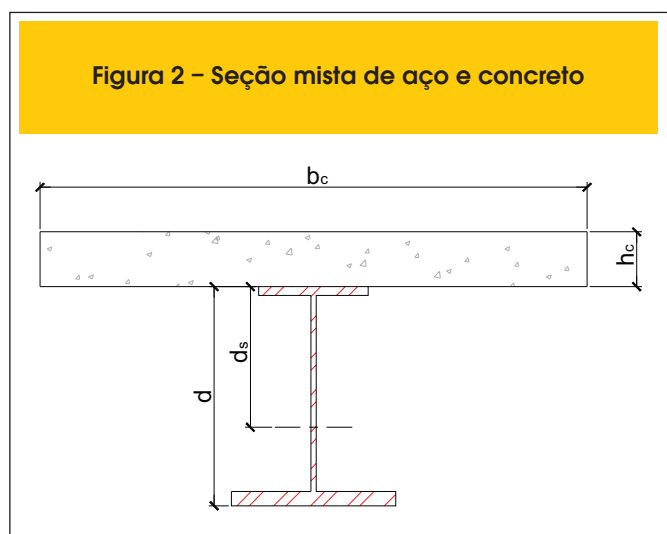


Tabela 2 - Coeficientes de ponderação das resistências (NBR6118 [2] e NBR8800 [3])

Material	γ_R
Concreto	1,40
Aço passivo	1,15
Aço estrutural	1,10

2), com linha neutra plástica na laje de concreto, é dado por:

$$M_{rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \left(d_s + h_c - 0,5 \cdot \frac{A_a \cdot f_y / \gamma_{a1}}{0,85 \cdot b_c \cdot f_{ck} / \gamma_c} \right) \quad (7)$$

onde:

- d - altura do perfil metálico;
 - d_s - distância entre centro de gravidade e fibra extrema superior da seção metálica;
 - A_a - área de aço do perfil metálico;
 - h_c - altura da laje de concreto;
 - b_c - largura colaborante da laje de concreto.
- Os coeficientes de ponderação das resistências estão resumidos na Tabela 2.

4. Princípios da análise de confiabilidade

A análise de confiabilidade do elemento estrutural estudado (viga submetida à flexão simples) consiste em avaliar a probabilidade de ruptura (ou o índice de confiabilidade) durante a vida útil da estrutura. Um estado limite em uma análise probabilística pode ser descrito em termos de uma função de desempenho, definida por:

$$g(X) = R(X) - S(X) \quad (8)$$

onde:

- X - vetor de variáveis aleatórias do problema;
 - $R(X)$ - variável aleatória que representa a resistência do elemento estrutural;
 - $S(X)$ - variável aleatória que representa a ação ou o esforço solicitante.
- O estado limite é definido como o evento $g(X)=0$ e a probabilidade de falha é dada por:

$$P_f = P[g(X) < 0] \quad (9)$$

Uma vez definido o evento falha, a probabilidade da ocorrência deste evento pode ser descrita como [28]:

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_X(x) dx \quad (10)$$

Tabela 3 – Seções retangulares de concreto analisadas e resistência de cálculo considerando concreto C25 ($f_{ck} = 25$ MPa), aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ Mpa) e os coeficientes de segurança da resistência $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$

Armadura	A_s (cm ²)	b (cm)	h (cm)	ρ (%)	d' (cm)	$x/(h-d')$	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
3 ϕ 8 mm	1,5	20	50	0,15	3,9	0,058	29,36
4 ϕ 10 mm	3,2	20	50	0,32	4,0	0,125	60,81
4 ϕ 12,5 mm	5,0	20	50	0,50	4,1	0,195	92,00
4 ϕ 16 mm	8,0	20	50	0,80	4,3	0,313	139,03
3 ϕ 20 mm	9,45	20	50	0,95	4,5	0,327	159,14

onde $f_x(x)$ é a função densidade de probabilidade conjunta das variáveis aleatórias e $x|G(x) \leq 0$ é o domínio de falha. Existem vários métodos de resolver esta integral e, de maneira geral, as técnicas são caracterizadas pelo seu nível de sofisticação e podem ser definidas como:

- Métodos totalmente probabilísticos que consideram a distribuição conjunta de todas as variáveis aleatórias. A confiabilidade é associada diretamente a probabilidade de falha (ex. integração numérica, simulação de Monte Carlo);
- Métodos totalmente probabilísticos com aproximações. A confiabilidade não é associada diretamente a uma probabilidade, mas a um índice fixado previamente e conhecido como índice de confiabilidade (β). Assume-se que a probabilidade de ruína associada ao índice de confiabilidade é $P_f \cong \Phi(-\beta)$, sendo $\Phi(\cdot)$ a função de distribuição acumulada de uma variável aleatória que segue a distribuição normal padrão, ou seja, cuja média é igual a 0 e o desvio padrão é igual a 1 (ex. FORM e SORM);
- Análise semi-probabilística ou método dos estados limites. A segurança é introduzida por uma escolha cuidadosa dos valores representativos das ações e por intermédio de coeficientes parciais de segurança, que devem cobrir não somente as incertezas associadas aos valores escolhidos, mas também as incertezas ligadas aos modelos das ações e das resistências, além das incertezas relativas aos modelos estruturais adotados. Nenhuma probabilidade é calculada ou estimada.

Neste trabalho é utilizado o método FORM (método de confiabilidade de primeira ordem), descrito em [30, 31]. Alguns pontos foram verificados via simulação de Monte Carlo, verificando-se re-

sultados muito próximos ao FORM. Isto mostra que as equações de estado limite são fracamente não-lineares nas proximidades do ponto de projeto.

5. Seções analisadas

5.1 Vigas de concreto armado

A seção transversal de concreto armado adotada é muito comum em edifícios que costumam ter distância entre pilares de cinco a seis metros: possui 20 cm de largura (b) por 50 cm de altura (h). Várias taxas de armadura simples são consideradas na avaliação da segurança estrutural, conforme Tabela 3.

Os dados assumidos para a análise de confiabilidade estão resumidos na Tabela 3. Todas as vigas foram avaliadas com concreto C25 ($f_{ck} = 25$ MPa), assumido conforme, e aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa). Observe-se que a presunção de que o concreto é conforme pode não refletir a realidade das estruturas de concreto armado produzidas no Brasil, conforme [15].

É interessante ressaltar que no caso de armadura de CA – 50, com o coeficiente de ponderação $\gamma_s = 1,15$, o limite entre o domínio 3 e 4 é $x/(h-d')=0,628$.

5.2 Lajes de concreto armado

Considera-se uma laje com espessura de 10 cm, com taxas de armadura variando entre 0,15% e 0,95% (Tabela 4). Os materiais assumidos são o mesmo para a viga, ou seja, concreto C25 e aço CA-50.

Tabela 4 – Seções de laje maciça de concreto analisadas e resistência de cálculo considerando o concreto C25 ($f_{ck} = 25$ MPa), o aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ Mpa) e os coeficientes de segurança da resistência $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$

Armadura	A_s (cm ² /m)	h (cm)	ρ (%)	d' (cm)	$x/(h-d')$	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
Mínima	1,5	10	0,15	4,0	0,090	3,77
$\phi 6,3c/10$	3,2	10	0,32	4,0	0,191	7,71
$\phi 8/10$	5,0	10	0,50	4,0	0,298	11,49
$\phi 10c/10$	8,0	10	0,80	4,0	0,477	16,88
$\phi 12,5c/12,5$	9,45	10	0,95	4,0	0,597	19,86

Tabela 5 – Seções mistas de aço e concreto analisadas e resistência de cálculo considerando o concreto C25 ($f_{ck} = 25$ Mpa) o aço A36 ($f_{yk} = 250$ Mpa) e os coeficientes de segurança da resistência $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_a = 1,1$

Perfil metálico	A_a (cm ²)	D_s (cm)	b_c (cm)	h_c (cm)	a_c (cm)	$R_d = M_{rd}$ (kN.m)
VSM400x33	42,6	21,27	250	10	2,5	29,04
VSM400x46	59,0	22,82	250	10	3,53	41,64

5.3 Viga metálica

Neste trabalho assume-se que a variabilidade das propriedades geométricas da seção são tão pequenas que são incorporadas na variabilidade da tensão de escoamento (na Tabela 6, verifica-se que o desvio padrão é maior no aço estrutural que no aço passivo). Com esta hipótese, e como a resistência da seção metálica (eq. (6)) varia linearmente com o módulo plástico, os índices de confiabilidade independem de Z, ou seja, independem da geometria da seção.

5.4 Viga mista de aço e concreto

Para as seções mistas, compararam-se o perfil metálico mais leve e o mais pesado de uma mesma série (VSM400x33 e VSM400x46) assumindo sempre a mesma largura de colaboração ($b_c=250$ cm) e a mesma espessura da laje ($h_c=10$ cm), conforme Tabela 5.

A linha neutra plástica (LNP) está sempre situada na laje de concreto ($a_c < 10$ cm).

6. Análise de confiabilidade de vigas em flexão

O procedimento geral da análise de confiabilidade realizada é mostrado no fluxograma da Figura 3.

O primeiro passo é selecionar o elemento estrutural e o tipo de seção transversal a ser analisada. Definida a seção transversal, determina-se a resistência de cálculo em relação ao esforço solicitante desejado (R_d) e, por meio de um dimensionamento “econômico”, é assumido o mesmo valor para o esforço solicitante.

Para transformar o esforço solicitante em valores característicos de cada ação é necessário, primeiramente, definir a relação entre as cargas permanente e variável que se deseja avaliar. Isso pode ser feito pela expressão a seguir:

$$\chi = \frac{Q_k}{G_k + Q_k} \tag{11}$$

Logo,

$$G_k = \frac{S_d}{\gamma_g + \gamma_q \cdot \chi / (1 - \chi)} \tag{12}$$

$$Q_k = \frac{S_d}{\gamma_g \cdot (1 - \chi) / \chi + \gamma_q} \tag{13}$$

Uma vez determinados os valores característicos ou nominais, procede-se a avaliação dos parâmetros estatísticos de cada variável aleatória e, por fim, a análise da confiabilidade. Para

Figura 3 – Fluxograma da análise de confiabilidade de uma seção transversal

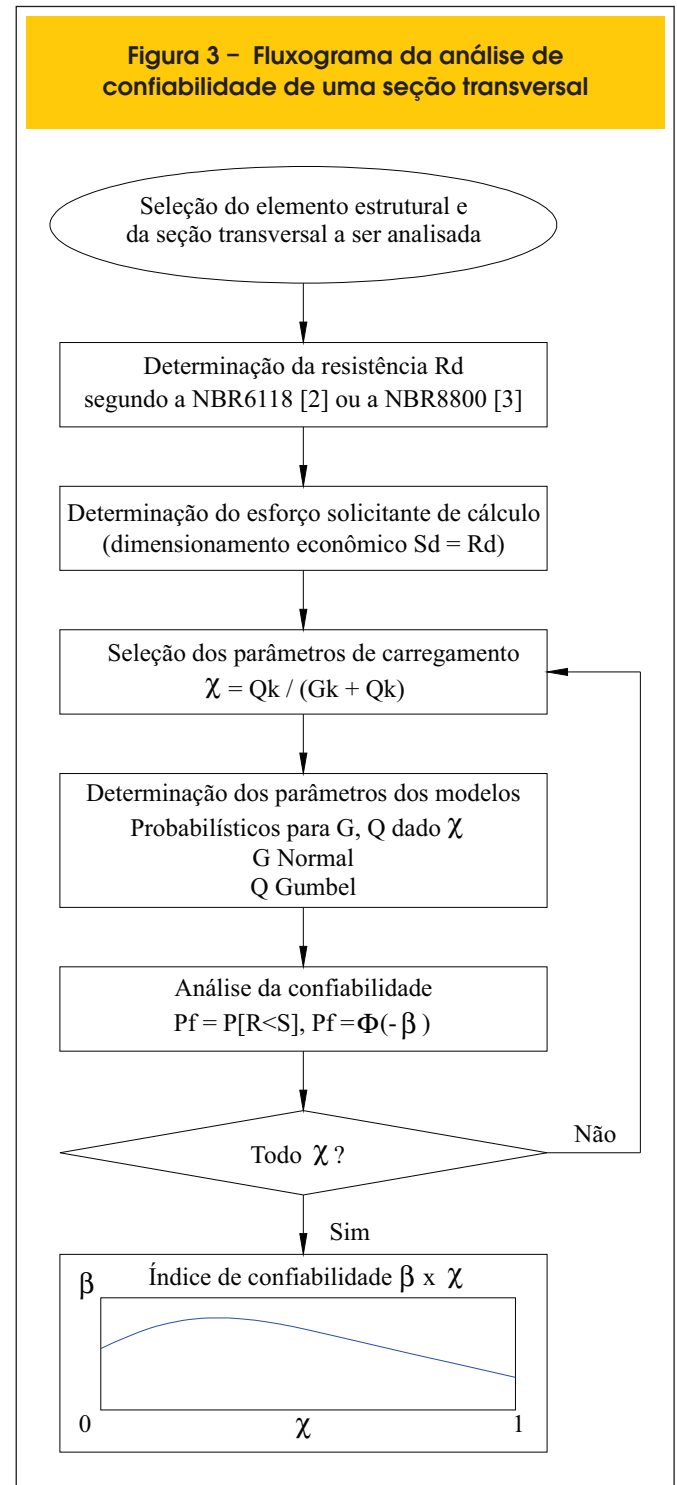


Tabela 6 – Modelos probabilísticos das variáveis aleatórias para análise de confiabilidade invariante no tempo

Categoria das variáveis	Nome das variáveis básicas	Símb.	Dimensão	Distribuição	μ_x	σ_x
Ações	Permanente	G	kN.m	Normal	G_k	$0,1 \mu_x$
	Ação variável - 50 anos	Q	kN.m	Gumbel	$0,93 Q_k$	$0,2 \mu_x$
Resistência dos materiais	Concreto	f_c	MPa	Normal	$1,17 f_{ck}$	$0,15 \mu_x$
	Aço passivo para concreto	f_y	MPa	Normal	$1,08 f_{yk}$	$0,05 \mu_x$
	Aço estrutural para perfil	f_y	MPa	Normal	$1,08 f_y$	$0,08 \mu_x$
Dados geométricos	Altura da viga de concreto	h	cm	Normal	50	2,25
	Largura da viga de concreto	b	cm	Normal	20	1,20
	Dist. CG das barras (fibra inferior - viga)	d'	cm	LN	d'_{nom}	1,10
	Dist. CG das barras (fibra inferior - laje)	d'	cm	LN	4	0,60
	Dist. CG das barras (fibra superior - laje)	d'	cm	LN	4	1,10
Incerteza - ações	Altura da laje de concreto	h_c	cm	Normal	10	0,60
	Incertezas de modelo das solicitações	θ_s	-	LN	1,00	0,05
Incertezas de modelo da resistência	Viga de concreto - Flexão	θ_r	-	LN	1,00	0,05
	Laje de concreto - Flexão	θ_r	-	LN	1,00	0,05
	Viga metálica - Flexão	θ_r	-	LN	1,00	0,03
	Viga mista - Flexão	θ_r	-	LN	1,00	0,05

as seções analisadas, as funções de desempenho são:

► Seção retangular de concreto armado:

$$g(X) = \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \left(h - d' - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \right) - \theta_S (M_g + M_q) \quad (14)$$

► Seção de aço:

$$g(X) = \theta_R \cdot Z \cdot f_y - \theta_S (M_g + M_q) \quad (15)$$

► Seção mista de aço e concreto:

$$g(X) = \theta_R \cdot A_a \cdot f_y \left(d_s + h_c - 0,5 \cdot \frac{A_a \cdot f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \right) - \theta_S (M_g + M_q) \quad (16)$$

onde:

θ_R são as incertezas de modelo das resistências;

θ_S são as incertezas de modelo das ações.

7. Modelos probabilísticos

Os parâmetros estatísticos e as distribuições de cada variável aleatória estão resumidos na Tabela 6. Esses dados foram retirados de diversas referências [20 a 27] e comparados com alguns dados nacionais [16]. No caso da resistência à compressão do concreto, foi considerado que o coeficiente de variação do material recebido em uma dada obra é de 10% (referente ao valor característico de projeto), mas que na

estrutura o coeficiente de variação é diferente (devido ao processo de concretagem e cura) e o valor assumido na Tabela 6 foi igual a 15%.

8. Resultados

Os resultados obtidos para as seções de concreto armado dimensionadas utilizando os coeficientes parciais da NBR6118 [2] e NBR8681 [1] para edificações tipo 2 são apresentados na Figura 4.

Figura 4 – Índices de confiabilidade de uma viga de seção 20 x 50 de concreto armado, dimensionada com os coeficientes de ponderação das ações da NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$), considerando várias taxas de armaduras

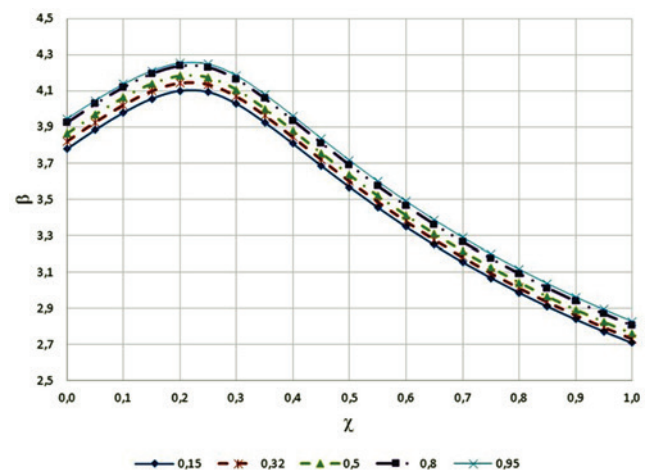
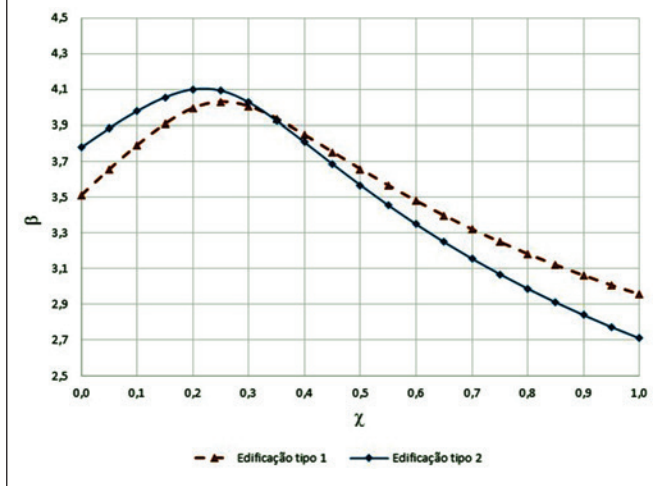


Figura 5 – Comparação dos índices de confiabilidade obtidos para viga de concreto armado considerando os coeficientes de ponderação das ações para edificações tipo 2 ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$) e tipo 1 ($\gamma_g = 1,35$ e $\gamma_q = 1,5$), taxa de armadura $\rho = 0,15\%$



Observa-se na Figura 4 que o índice de confiabilidade depende da taxa de armadura da seção. A confiabilidade de uma viga de concreto armado aumenta com o aumento da taxa de armadura, uma vez que a variabilidade da resistência do aço é

menor do que a variabilidade da resistência do concreto. Com base na Figura 4, o pior cenário é na situação em que a ação variável (Q_k) é relativamente grande em relação à permanente (G_k). O caso usual de χ para vigas de concreto armado de edifícios é entre 0,1 e 0,6¹ e, para vigas dimensionadas pela NBR6118 [2], o índice de confiabilidade para $\chi = 0,6$ e $\rho = 0,15\%$ é 3,35. Este valor é ligeiramente menor que o valor limite assumido pela norma americana ACI [22] que é de 3,5 e, também, do limite do EC0 [29] que é de 3,8.

Uma possibilidade para aumentar a confiabilidade para razões de cargas maiores é dimensionar a viga através dos coeficientes parciais da NBR8681 [1] para edificações tipo 1. A Figura 5 mostra que quando o parâmetro χ é alto, esta combinação fornece melhores índices de confiabilidade.

A forma mais apropriada de obter índices de confiabilidade mais uniformes do que os mostrados nas Figuras 4 e 5 é, em casos como esse, a diminuição do coeficiente parcial das ações permanentes (γ_g), junto com aumento do coeficiente parcial das ações variáveis (γ_q), conforme a norma Americana [20] e tal como obtido em [11].

Nosso objetivo inicial é ter uma avaliação completa da confiabilidade de todos os elementos estruturais usuais para em seguida propor um conjunto de mudanças que procure homogeneizar a confiabilidade em todos esses casos. Nessa primeira etapa já se identificaram pelo menos 2 casos mais urgentes em que modificações já foram propostas e aprovadas na última revisão da norma NBR 6118: as marquises e os pilares com 12 a 15 cm de espessura como descrito em [13].

Para lajes com momentos positivos foram obtidos os resultados apresentados na Figura 6. Os valores dos índices de confiabilidade obtidos são baixos, mas no caso de lajes altamente hiperestáticas, o valor de 2,5 é permitido pelo ACI [22]. Como neste trabalho

Figura 6 – Índices de confiabilidade de uma laje de concreto armado dimensionada com os coeficientes de ponderação das ações da NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$), considerando várias taxas de armaduras positivas

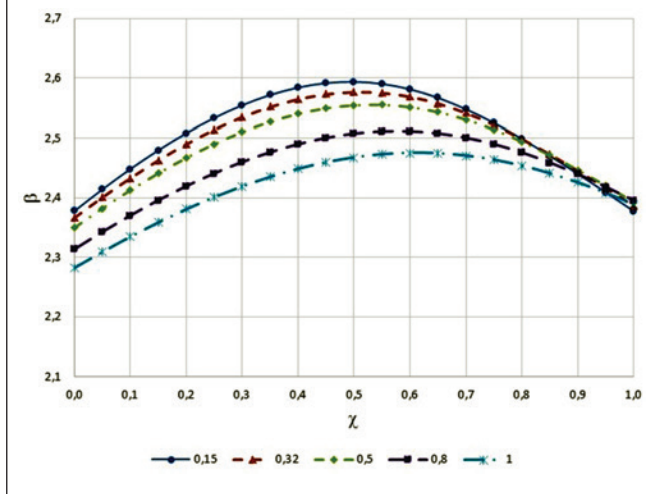
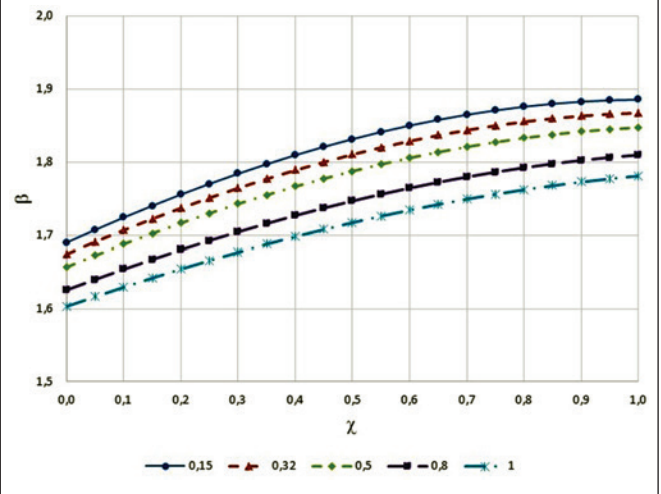
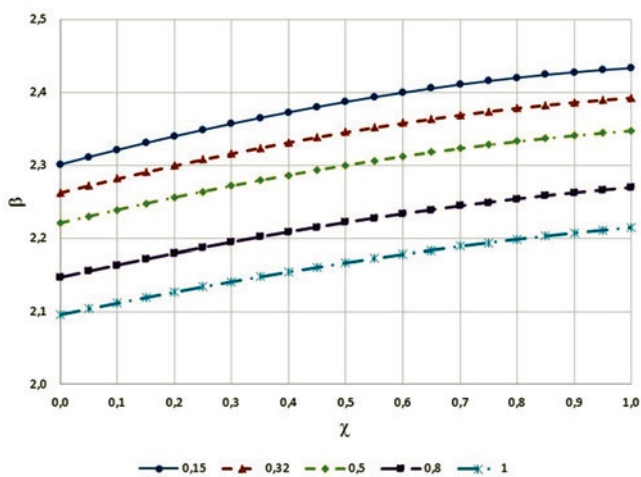


Figura 7 – Índices de confiabilidade de uma laje de concreto armado, dimensionada com os coeficientes de ponderação das ações da NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$), considerando várias taxas de armaduras negativas



¹ Optou-se por explorar todo o domínio de χ para auxiliar engenheiros de projeto na tomada de decisão, inclusive em casos não usuais.

Figura 8 – Índices de confiabilidade de uma laje de concreto armado, dimensionada com os coeficientes de ponderação das ações do projeto de norma NBR6118 (4) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$ e $\gamma_n = 1,45$), considerando várias taxas de armaduras negativas



a avaliação da confiabilidade se baseia em uma seção e não no elemento estrutural como um todo (prática comum na calibração de normas), os índices obtidos para as lajes são nominais: sabe-se que os índices de confiabilidade reais serão maiores em fun-

ção da redistribuição de esforços. No entanto, dada a complexidade de uma análise probabilística em um elemento bidimensional que possui alta capacidade de redistribuição de esforços através de plastificações, a recomendação prática de limitar em 2,5 o índice de confiabilidade de uma seção de laje será assumida.

No caso de lajes em balanços (marquises), onde a capacidade de redistribuição de esforços é limitada ou nula, o ideal seria termos um índice de confiabilidade da ordem de 3,8 conforme EC0 [29] ou o equivalente de vigas ($\beta = 3,5$) do ACI [22]. No entanto, a Figura 7 mostra que, com a maior variabilidade na posição da armadura negativa, os índices de confiabilidade são baixos, o que evidencia a segurança inadequada de marquises (lajes em balanço).

Os baixos índices de confiabilidade para lajes em balanço já haviam sido discutidos em [12] e uma proposta de coeficiente de segurança adicional foi feita. O projeto de revisão da NBR6118 [4] prevê que para lajes com espessuras menores que 19 cm, um coeficiente adicional γ_n deva ser aplicado, conforme a expressão:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 \cdot h \tag{17}$$

Para o exemplo em questão, uma laje com 10 cm de espessura, o coeficiente adicional é $\gamma_n = 1,45$. A Figura 8 mostra o efeito deste coeficiente nos índices de confiabilidade. Os valores, embora melhores, ainda são baixos para marquises.

É interessante observar que os resultados obtidos para lajes mostra que o índice de confiabilidade, em geral, decresce com o aumento da taxa de armadura. A justificativa para esse comportamento ser diferente em relação aos resultados obtidos para as vigas de concreto é que a altura da seção é pequena e a posição da armadura ($d' = h - d$ que é 40% da altura) tem grande variabilidade. Isto quer dizer

Figura 9 – Coeficientes de sensibilidade (α) de cada variável aleatória de vigas de concreto armado dimensionadas com os coeficientes de ponderação das ações da NBR6118 (2) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$) e considerando taxa de armadura (ρ) de 0,15%

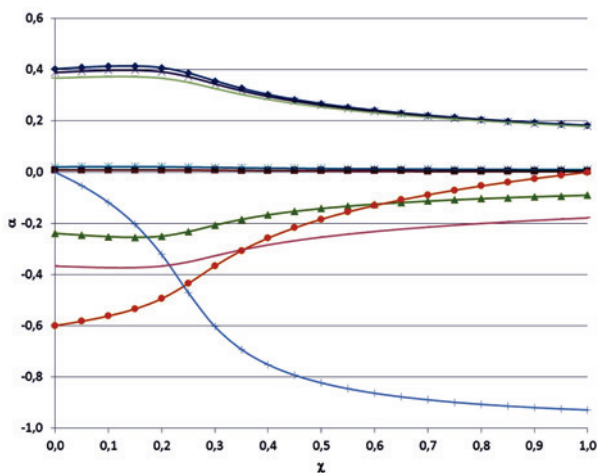


Figura 10 – Coeficientes de sensibilidade (α) de cada variável aleatória de marquises de concreto armado dimensionada com os coeficientes de ponderação das ações do projeto de norma NBR6118 (4) ($\gamma_g = \gamma_q = 1,4$ e $\gamma_n = 1,45$) e considerando taxa de armadura (ρ) de 0,15%

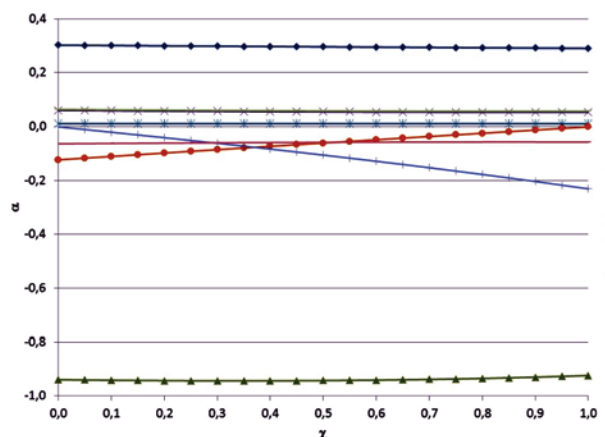
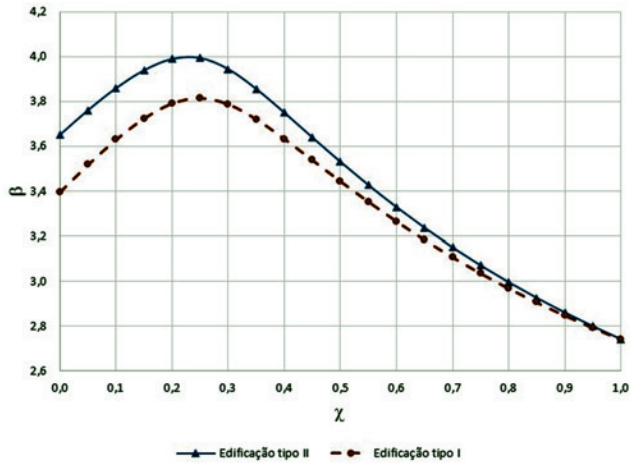
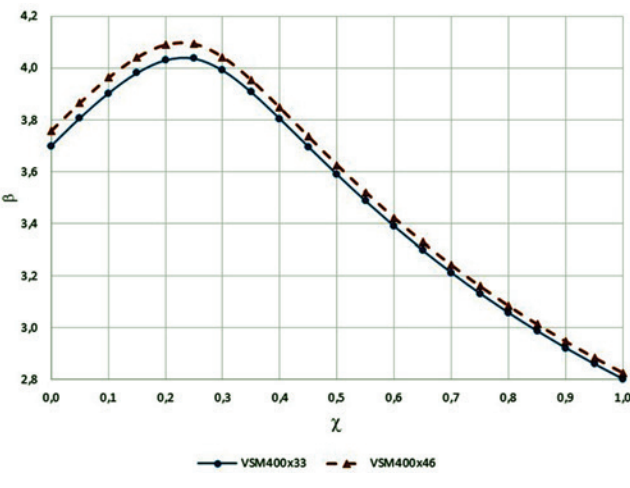


Figura 11 – Índice de confiabilidade de uma viga metálica com seção compacta e travamento lateral contínuo. Viga dimensionada com os coeficientes parciais da NBR8800 (3) para edificações tipos I e II



que os parâmetros mais sensíveis nas análises de confiabilidade de vigas e de lajes de concreto são diferentes, como é possível perceber ao comparar os coeficientes de sensibilidade de ambas as análises. Estes coeficientes mostram quais variáveis aleatórias tem maior contribuição nas probabilidades de falha calculadas. Sendo α_i o coeficiente de sensibilidade da i -ésima variável aleatória, tem-se que $\sum \alpha_i^2 = 1$. Para variáveis de sollicitação, o coeficiente é negativo; para variáveis de resistência o coeficiente é positivo.

Figura 12 – Índice de confiabilidade de viga mista de aço e concreto. A laje de concreto tem 250 cm x 10 cm e os perfis metálicos são da série VSM400. Os coeficientes de segurança utilizados são: $\gamma_g = 1,4$; $\gamma_q = 1,5$; $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,10$



Na Figura 9, referente à viga de concreto, percebe-se que a ação permanente G é a variável mais importante quando χ é pequeno e, em contra partida, a ação variável Q torna-se a variável mais relevante quando χ é grande. Para χ grande, a variável aleatória Q possui coeficiente de sensibilidade muito maior que as outras variáveis. No entanto, quando χ é pequeno, G não possui a mesma influência e outras variáveis aleatórias como h , f_y , θ_R e θ_S também tem certa influência. Isto é evidente a medida em que χ cresce e os índices de sensibilidade destas variáveis se torna menor.

No caso de lajes (Figura 10), a variável aleatória que tem maior contribuição nas probabilidades de falha é a posição da armadura d' e, por isso, o comportamento do índice de confiabilidade de lajes e vigas são distintos. O coeficiente de sensibilidade de d' é praticamente constante e só tem leve redução para valores de χ muito altos (com o respectivo aumento da sensibilidade de Q). No entanto, quando a taxa de armadura aumenta e, por consequência, reduz o braço de alavanca (e o índice de confiabilidade), a sensibilidade de β em relação a G e Q se torna menor.

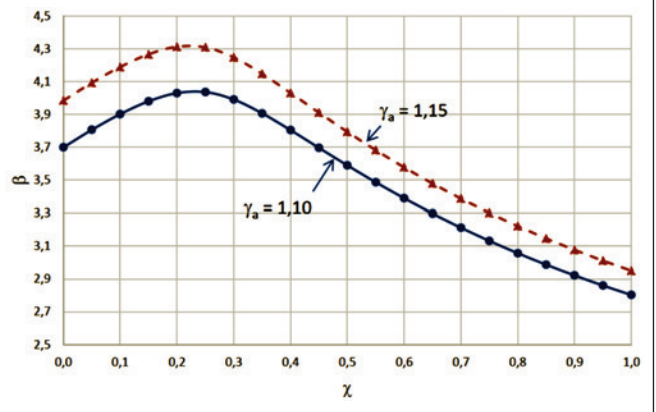
No caso de vigas metálicas dimensionadas de acordo com a NBR8800 [3], os resultados (Figura 11) mostram valores de índice de confiabilidade relativamente baixos se comparados aos limites citados, especialmente para razões de carregamento $\chi > 0,8$.

Em [3], a única diferença entre edificações dos tipos I e II é no coeficiente parcial aplicado às ações permanentes e, portanto, as duas curvas mostradas na Figura 11 não se cruzam. Isso significa que os índices de confiabilidade no limite entre os dois tipos de edificações são diferentes, ou seja, há uma descontinuidade nos índices obtidos através das prescrições de [3].

Os resultados obtidos para viga mista são apresentados na Figura 12. Observa-se que os índices de confiabilidade estão entre os valores obtidos para a seção de concreto armado e os obtidos para a viga metálica.

Utilizando o mesmo coeficiente parcial de resistência do aço da NBR6118 [2] para barras, obtém-se índices de confiabilidade se-

Figura 13 – Índice de confiabilidade de viga mista de aço-concreto considerando dois coeficientes de resistência ($\gamma_a = 1,1$ e $\gamma_a = 1,15$). Viga metálica: VSM400x33; laje de concreto: $\beta_c = 250$ cm e $h_c = 10$ cm; coeficiente adicionais: $\gamma_g = 1,4$ e $\gamma_q = 1,5$



melhantes aos obtidos para a seção de concreto armado, conforme ilustrado na Figura 12.

9. Conclusões

Este artigo apresentou um estudo comparativo da segurança de vigas de concreto armado, de aço e de vigas mistas aço-concreto projetadas segundo normas brasileiras de projeto estrutural.

Resultados mostram que a confiabilidade de vigas de concreto armado dimensionadas pela NBR6118 [2] está compatível com prescrições internacionais. Entretanto, para valores altos da razão de carregamento ($\chi > 0,5$), os índices de confiabilidade decrescem bastante, sendo recomendável utilizar-se os coeficientes da NBR8681 [1].

Para lajes sob momento positivo, valores aceitáveis de índice de confiabilidade também foram encontrados. No caso de lajes em balanço, os índices de confiabilidade ficaram muito aquém do desejável. Recomenda-se o uso de um coeficiente adicional de segurança (já previsto no projeto de revisão da NBR6118 [4]). Investigações mais aprofundadas são necessárias para atingir-se a segurança adequada a este tipo de elemento estrutural.

Resultados obtidos para vigas metálicas mostram índices de confiabilidade aceitáveis para boa parte das razões χ , mas índices muito baixos para $\chi > 0,8$. Observa-se que em geral os índices de confiabilidade para vigas metálicas são menores que os índices obtidos para vigas de concreto. Os índices de confiabilidade de uma viga mista estão entre o de uma viga de concreto armado e uma viga metálica. Isso ocorre, em parte, devido aos coeficientes de ponderação das resistências dos aços para armadura ($\gamma_s = 1,15$) e para perfis ($\gamma_a = 1,10$) serem diferentes.

Em geral, observa-se uma variação muito grande, ou uma falta de uniformidade, dos índices de confiabilidade obtidos para diferentes razões de carregamento χ , bem como para os diferentes materiais. Estes resultados demonstram a importância de se realizar a calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras, tal qual realizado para as normas americanas e européias. Esforços neste sentido já foram iniciados por Beck e Souza Jr. [11] e continuarão sendo objeto de estudo futuro. A ideia, como dito anteriormente, é levantar essas variações para todos os elementos estruturais usuais, identificar e corrigir problemas localizados como os das marquises e dos pilares com dimensões muito pequenas. Nesse contexto os pilares, que são os elementos mais importantes para a sustentação das construções, também devem ser considerados e constituem um número grande de casos não só pela variação da relação momento/normal e flexão oblíqua, mas também por conta da esbeltez.

10. Agradecimentos

O terceiro autor agradece ao CNPq pela bolsa de produtividade em pesquisa, que financiou sua dedicação a este projeto de pesquisa.

11. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas – procedimento. – NBR8681, Rio de Janeiro, 2003.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. – NBR6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. – NBR8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. – NBR6118, Projeto de revisão, Rio de Janeiro, 2013.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. – NBR6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações. – NBR6123, Rio de Janeiro, 1988.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. – NBR9062, Rio de Janeiro, 2006.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. – NBR14762, Rio de Janeiro, 2010.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. – NBR15200, Rio de Janeiro, 2010.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio – procedimento. – NBR14323, Rio de Janeiro, 1999.
- [11] BECK, A.T.; SOUZA Jr, A.C. “A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes”. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. 32, 119-127, 2010.
- [12] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010.
- [13] STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. Revistalbracon de Estruturas, São Paulo, v. 3, n. 2, 2007.
- [14] SILVA, J.L.; ELDEBS, M.K.; BECK, A. T. Reliability Evaluation of Reinforced Concrete Pipes in Crack Opening Limit State. IBRACON Structures and Materials Journal. , v.1, p.314 - 330, 2008.
- [15] SANTIAGO, W.C.; BECK, A. T. A study of Brazilian concrete strength (non-)compliance and its effects on reliability of short columns. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.4, p.663 - 690, 2011.
- [16] STUCCHI, F. R.; MORAIS, F. L. Análise probabilística da Segurança de vigas de concreto armado submetida à flexão simples, com o uso da teoria da confiabilidade e do método de Marte Carlo. In: VI Simpósio na EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2006.
- [17] BECK, A.T.; DÓRIA, A.S. “Reliability analysis of I-section steel columns designed according to new Brazilian building codes”. J. of the Braz. Soc. of Mech. Sci. & Eng. 30, 152-150, 2008.
- [18] OLIVEIRA, W.L.A.; BECK, A. T.; EL DEBS, A.L.H.C. Safety evaluation of circular concrete-filled steel columns designed according to Brazilian building code NBR 8800:2008. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. , v.1, p.212 - 236, 2008.
- [19] BECK, A. T.; OLIVEIRA, W. L. A.; De NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. “Reliability-based Evaluation of Design Code

- Provisions for Circular Concrete-Filled Steel Columns". *Engineering Structures* 31(10), 2299-2308, 2009.
- [20] ELLINGWOOD, B. R.; GALAMBOS, T. V. "Probability-based criteria for structural design." *Structural Safety* 1, 15-26, 1982.
- [21] NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1 – Statistical models for resistance. *ACI structural Journal*, New York, v. 100, n. 3, p. 377-382, 2003.
- [22] SZERSZEN, M.; NOWAK, A. S. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2 – Reliability analysis and resistance factors. *ACI structural Journal*, New York, v. 100, n. 3, p. 383-391, 2003.
- [23] JCSS - JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. Probabilistic model code. Disponível em <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>, 2002.
- [24] GULVANESEAN, H.; HOLICKÝ, M. Reliability based calibration of eurocodes considering a steel member. *JCSS Workshop on Reliability Based Calibration*, 2002.
- [25] GULVANESEAN, H.; HOLICKÝ, M. Eurocodes: using reliability analysis to combine action effects. *Structures & Buildings*, V. 158, n. SB4, 2005.
- [26] HOLICKÝ, M.; MARKOVA, J. Safety of concrete structures in accordance with eurocodes. *Proceedings of the 2nd international fib congress*, Naples, Italy, 2006.
- [27] HOLICKÝ, M. et al. The reliability basis of design for structural resistance. *Proceedings, 3rd International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, Cape Town, 2007.
- [28] BECK, A.T. "Computer-aided teaching of structural reliability". *Proceeding of 28th Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering*, Porto, Portugal, 2007.
- [29] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode0: Basis of structural design. EN 1990, Brussels, 2004.
- [30] MADSEN HO, KRENK S, LIND NC. *Methods of structural safety*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1986.
- [31] MELCHERS RE. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. John Wiley & Sons, Chichester, 1999.

Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns

Análise numérica e experimental da transferência de carga do concreto para a armadura em pilares

L. T. KATAOKA ^a
lu.kataoka@gmail.com

T. N. BITTENCOURT ^a
tbitten@gmail.com

Abstract

A study was conducted to assess the influence of the steel reinforcement ratio in concrete columns on their properties of creep and shrinkage. Experimental tests and three-dimensional finite element-based simulations of the experimental curves from plain concrete cylinders and plain concrete columns derived by curve fitting were performed using the ACI 209 model available in DIANA 9.3. Columns with longitudinal reinforcement ratios of 0%, 1.4% and 2.8%, loaded to 30% and 40% of their 7-day compressive strength, were investigated. The results indicated that numerical simulation does not predict experimental data for a long period. However, simulations fitted with experimental curves derived from plain concrete columns presented values close to those of experimental data for 91 days.

Keywords: column, reinforced concrete, creep, shrinkage, load transfer.

Resumo

Este trabalho tem o objetivo de analisar a influência da taxa de armadura na transferência de carga devida à fluência e retração. Esta análise foi feita confrontando resultados da análise experimental e da modelagem tridimensional de pilares de concreto com taxas de armadura de 0%, 1,4% e 2,8%, carregados com 30% e 40% da resistência média a compressão aos 7 dias. Foram consideradas as curvas de fluência e retração do modelo ACI209 disponível no programa DIANA 9.3, as curvas de fluência provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência de corpo de prova quanto do pilar sem armadura. A partir dos resultados foi possível concluir que, embora a simulação numérica não seja capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo, utilizando a curva de fluência calibrada com resultados experimentais do pilar sem armadura, é possível representar a redistribuição de tensões nos pilares para 91 dias.

Palavras-chave: pilar, concreto armado, fluência, retração, transferência de carga.

^a Departamento de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

The time-dependent behavior of concrete due to its creep and shrinkage properties exerts a considerable influence on the performance of concrete structures, which may cause excessive strain and stress redistribution (AL-MANASSEER and LAM [1]). Over time, if not detected and treated properly, this excessive strain and redistribution of stresses can lead to the deterioration of concrete structures and even their collapse, resulting in considerable economic and social costs (Almeida [2]).

In reinforced concrete columns, creep and shrinkage lead to gradual load transfer from concrete to reinforcement. Assuming that cross sections remain flat caused by small strains due to creep and shrinkage under load, the stresses decrease in the concrete and increase in the reinforcing bars over time. Stress redistribution induced by creep and shrinkage may cause the rebars in under-reinforced columns to reach their yield point or eccentrically loaded columns to buckle, even under in-service loads (RÜSCH [3]; NEVILLE [4]). In short columns, creep causes a small decrease in concrete strength (MAUCH [5]). This load redistribution also allows the load borne by a column to be determined, should a load transfer be necessary due to the removal of a column (CASTRO et al. [6]). Based on experimental results of reinforced concrete columns, TAKEUTI [7] found that strain constraints introduced by reinforcing bars should be considered, since they have a significant effect on rebar deformation.

Most researches into time-dependent deformations in concrete seek to determine the mechanism involved in the process or to quantify the creep and shrinkage of a mix under given conditions. In both cases, these properties are studied using concrete test specimens and neglecting the effect of the steel in reinforced concrete (HOLM and PISTRANG [8]).

In this regard, it is essential to evaluate concrete creep and shrinkage both experimentally and numerically, since this allows one to ascertain if numerical modeling is able to predict the experimental results by simulating the behavior of structures or structural elements.

The computational numerical analysis performed in this research is based on the finite element method (FEM), which is very useful in the analysis of structural behavior. Basically, the Finite Element Method consists of a process of discretization of a continuous medium with infinite degrees of freedom, in a set of discrete elements called finite elements interconnected by discrete points known as nodes (BATHE [9]). Furthermore, the finite element method is a tool widely used to simulate the behavior of reinforced concrete elements (NIE et al. [10]; JENDELE and CERVENKA [11]).

This article aims to contribute to the existing body of knowledge about the behavior of the properties of creep and shrinkage in reinforced concrete columns. To this end, we examine the redistribution of loads from concrete to reinforcement by means of experimental and numerical analyses using the ACI 209 model [12] (ACI) available in the DIANA 9.3 program [13], as well as the creep and shrinkage curves obtained by calibrating the program's visco-elastic model, using the experimental creep and shrinkage results of the test specimen and of an unreinforced concrete column. In addition, the experimental results of test specimens and prototype columns are compared with the numerical results.

2. Methodology for testing prototype columns

Nine prototypes of short reinforced concrete columns ($l = 14$) with a cross section of 15x15cm and a height of 60 cm were creep and shrinkage tested. Centric loading, a constant transverse reinforcement ratio and three longitudinal reinforcement ratios of 0%, 1.4% and 2.8% were considered. Details of the reinforcement, which was made according to the Brazilian technical standard NBR6118 [14], are illustrated in Figure 1.

The creep-tested prototypes were loaded at 7 days with 40% and 30% of their average compressive strength at this age. In addition to the loaded columns, non-loaded columns were also tested to determine the shrinkage deformation. Shrinkage was measured starting at 7 days, under the same curing conditions as those of

Figure 1 - Details of reinforcements

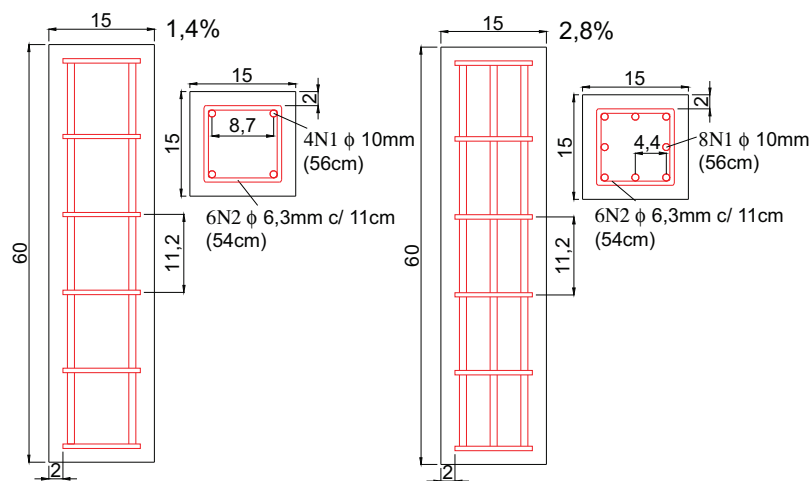


Table 1 - Conventional concrete mix design

Composition	Mix	Characteristics
Cement (kg/m ³)	280	Slow hardening, with up to 36% of clinker substituted for blast furnace slag
Manufactured sand (kg/m ³)	460	Limestone coarse aggregate residue with maximum size of 1.2 mm
Quartz sand (kg/m ³)	372	Natural sand with maximum size of 2.4 mm
Crushed stone #0 (kg/m ³)	157	Limestone with maximum size of 9.5 mm
Crushed stone #1 (kg/m ³)	911	Limestone with maximum size of 19 mm
Water (kg/m ³)	164	Local supply
Additive (kg/m ³)	1,957	Water reducing additive with 1.2g/cm ³ density
w/c (kg/kg)	0.56	-
Mix design (unit weight)	1:2,97:3,81;0,59	-

the other prototypes. Along with the prototype columns, three 15 x 30 cm cylindrical specimens were cast, two for drying creep and one for drying shrinkage testing. Twelve 10 x 20 cm cylindrical specimens were also cast to determine the average compressive strength and elastic modulus at 7 and 28 days.

The strength class used for experimentally testing the columns was defined as 30 MPa, and the concrete mix design is described in Table 1.

The dimensions of the columns were chosen so that the ratios of volume to surface (V/S) and cross-sectional area to cross-sectional perimeter (Ac/u) would be the same as those of the cylindrical specimens, i.e., 3.75.

A nomenclature was used to identify each prototype. The nomenclature begins with a letter, which indicates the type of test (creep – F or shrinkage – R) followed by two digits representing the percentage of load applied at 7 days (30 or 40%). This is followed by two digits that indicate the longitudinal reinforcement ratio in percentage (0.0%, 1.4% or 2.8%). Lastly, a single digit is used to specify the number of the prototype within a group of identical columns (1 or 2). An example of the nomenclature used is given by F40-2,8-2. This is a column creep-tested at 40% of the average compressive strength at 7 days, with a longitudinal reinforcement rate of 2.8%, and it is the second in a group of identical columns.

The characteristics of prototype columns under study are described in Table 2.

The strains in the steel reinforcements of the prototypes were measured using bonded resistance strain gauges and strains in the concrete using embedded strain gauges. All the longitudinal reinforcements of the columns were instrumented at mid-height of the column. The concrete sensor was positioned at the center of the cross section of the column at longitudinal half-height.

Casting was done according to the Brazilian NBR5738 standard [15], using a mechanical vibrator for both the prototype columns and the cylindrical specimens.

One day after casting, the columns were placed in a moist chamber, where they remained until they were loaded (7 days). The cylindrical specimens were unmolded one day after casting and kept in a moist chamber until the testing age (7 days and 28 days).

The prototypes were creep-tested according to NBR8224 [16] in a climatized chamber with constant temperature and relative humidity of 23 ± 1°C and 60 ± 4%. The load applied to the prototypes was 30% or 40% of the average compressive strength at 7 days of age (7.9 and 10.5 MPa, respectively).

3 Numerical simulation of the prototype columns

This section describes the three-dimensional numerical simulation of the experimentally tested prototype columns, considering their creep and shrinkage properties. The creep and shrinkage curves of the ACI 209 model [12] available in the Diana 9.3 program [13] and the creep and shrinkage curves obtained by calibrating the viscoelastic model of the program, based on experimental creep and shrinkage values of the cylindrical specimens and the unreinforced concrete columns, are used to predict these properties.

3.1 Finite element models of the materials

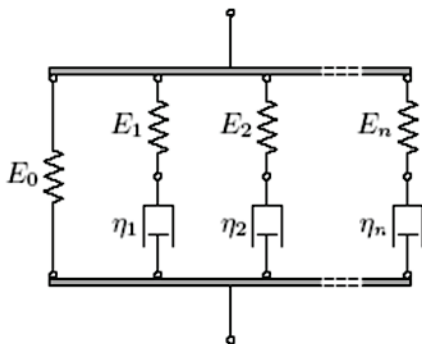
The concrete was modeled using 20-node isoparametric solid elements. These elements are based on quadratic interpolation and Gauss integration and have three degrees of freedom per node x, y and z. The strain and stress vary linearly in one direction and quadratically in the other two directions.

The reinforcing bars are modeled using 2-node discrete representation. In this representation, the reinforcement is considered as a lattice element whose nodes coincide with those of the concrete finite element mesh. The reinforcement is distributed uniformly in the concrete element, and each set of reinforcing bars is replaced

Table 2 - Characteristics of the prototype columns

Nomenclature	Longitudinal reinforcement ratio (%)	Load at 7 days (MPa)	Group
F40-2,8-1	2.8	10.5	1
F40-2,8-2	2.8	10.5	2
F30-2,8-1	2.8	7.9	1
F40-1,4-1	1.4	10.5	1
F30-1,4-1	1.4	7.9	1
F40-0,0-1	0.0	10.5	1
R-2,8-1	2.8	-	1
R-1,4-1	1.4	-	1
R-0,0-1	0.0	-	1

Figure 2 – Maxwell's chain model
(Source: Diana 9.3 handbook)



by a two-dimensional layer of equivalent thickness and area. The Diana 9.3 program [13] contains the Von Mises rupture model with the constitutive equation of the material following a perfect elastoplastic model or elastoplastic hardening model to represent the behavior of the steel.

3.2 Creep and shrinkage models in DIANA 9.3

In Diana 9.3 [12], long-term effects such as creep can be modeled using the Power Law, Maxwell chain and Kelvin chain viscoelastic models. This computer program can also model long-term effects based on the Maxwell chain and Kelvin chain serial models, considering as input data a discrete creep or relaxation function (e.g., experimental curve), or using models available in the program (CEB-FIP MODEL CODE [17]; ACI 209 [12]; NEN 6720 MODEL CODE [18] and JSCE MODEL CODE [19]).

The experimental creep curve is modeled using the Maxwell chain viscoelastic model, which consists of several parallel springs and

dampers in series (Figure 2), where E_x is the spring stiffness and h is the viscosity of the damper.

Data on shrinkage deformations is generally entered using the discrete function based on experimental results and curves derived from the CEB-FIP Model Code [17], ACI 209 [12] and NEN 6720 Model Code [18] models available in Diana 9.3 [13]. The age at onset of drying is used as the input datum of the discrete functions. The prototype columns were modeled using the experimental creep and shrinkage curves and the curves obtained from the ACI model, using the Maxwell chain viscoelastic model. Although the Diana 9.3 program [13] has several creep and shrinkage models, the numerical simulations were performed using only the ACI model, since this research did not include a study of the other models.

3.3 Numerical models of the prototype columns

Although the NBR6118 standard [14] specifies creep analysis only for columns with slenderness (λ) greater than 90, the property of creep in short columns was studied here because the main objective was to analyze load transfer from concrete to reinforcing bars. The creep and shrinkage behavior of prototype columns was analyzed for three longitudinal reinforcement ratios of 1.4%, 2.8% and 0%, respectively.

A constant distributed load (P) of 10.5 and 7.9 N/mm² was applied on the column models, in the upper area of the column, representing 40% and 30% of the average compressive strength at 7 days, respectively, as can be seen in Figure 3.

A Poisson coefficient of 0.2 was adopted for the concrete. The properties of the materials (concrete and reinforcing bars) for the prototype columns were determined experimentally and are presented in Tables 3 and 4.

A relative humidity of 60% was considered in the numerical simulation using the creep and shrinkage curve of the ACI model. The concrete air content and consistency adopted here were determined experimentally and were equal to 3.9% and 132 mm, respectively. The fictitious thickness ($h = 150$ mm) was determined based on the formulation provided by the ACI 318 code [20]. A

Figure 3 – Numerical models of the prototype columns (1.4, 2.8 and 0% reinforcement ratios)

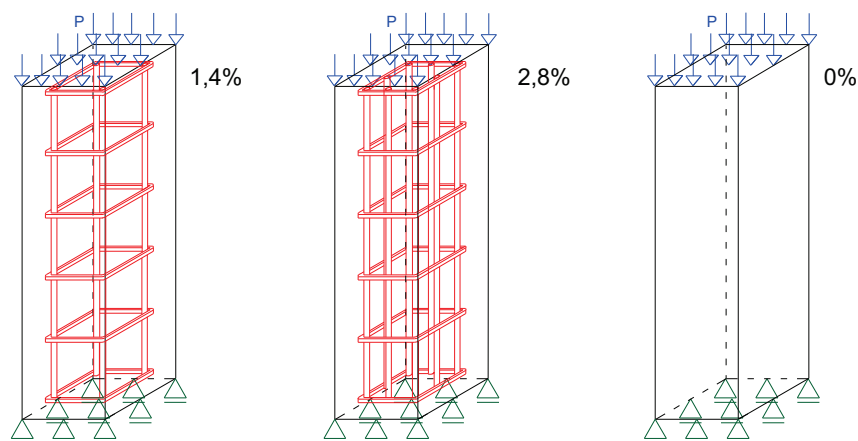


Table 3 – Properties of the concrete of the prototype columns**Mechanical properties of the concrete**

f_{cm7} (MPa)	26.2
f_{cm28} (MPa)	33.3
E_{cm7} (GPa)	26.8
E_{cm28} (GPa)	29.8

fine aggregate to total aggregate ratio of 45% was adopted. The numerical simulation of shrinkage required several additional input parameters, such as: average compressive strength at 28 days (33.3 MPa), ambient temperature (23°C), concrete curing time (7 days), and cement consumption (280 kg/m³).

The simulation of numerical models considering the experimental creep and shrinkage curve required changing an input file in Diana 9.3 [13] by adding the experimental results to the properties of concrete. The prototypes were subjected only to compression loading in service, so cracking models were not used.

The simulation of creep and shrinkage deformations was performed for up to 91 days of age, since this corresponds to the time during which the prototype was loaded experimentally. CARREIRA and BURG [21] and BAŽANT [22] believe that a minimum period of 91 days of creep testing is sufficient. However, since this research is still ongoing, creep results will be evaluated for a longer period later on.

Figure 4 depicts the meshes of the three-dimensional structural models of the prototype columns, while Table 5 describes the number of nodes and elements of the numerical models. The concrete elements used for the meshes of the three-dimensional models are 20 quadratic nodes, defined as CHX60, and the ele-

Table 4 – Properties of the reinforcing bars in the prototype columns**Physical and mechanical properties of the reinforcements**

Type of reinforcement	Area (cm ²)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
Longitudinal	3.15	635	217.4
Stirrup	1.26	611	213.7

Table 5 – Number of nodes and elements in the numerical models

Column	N° of nodes	N° of elements
1.4%	4137	1144
2.8%	4501	1406
0%	2736	500

ments of the reinforcements are lattice type, defined as L6TRU (Figures 5 and 6).

4. Results and discussion

This section discusses the results and analysis of the simulation of the numerical models and compares the experimental and numerical results of creep and shrinkage deformation of the prototype columns.

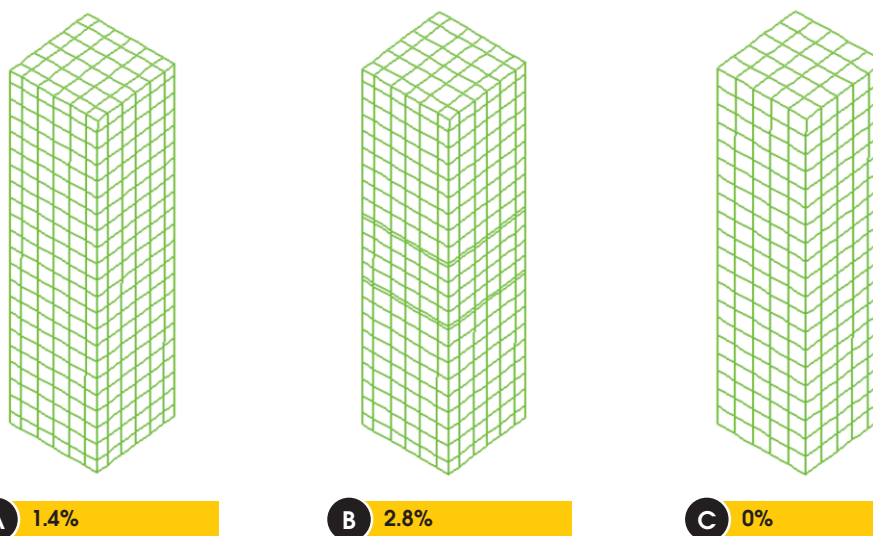
Figure 4 – Meshes of the prototype columns

Figure 5 – CHX60 element
(Source: Diana 9.3 handbook)

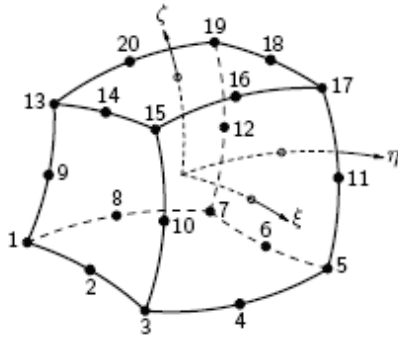


Figure 6 – L6TRU element
(Source: Diana 9.3 handbook)

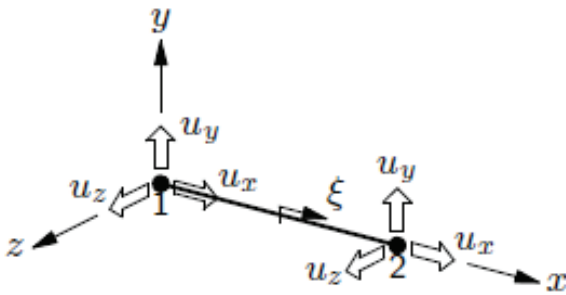
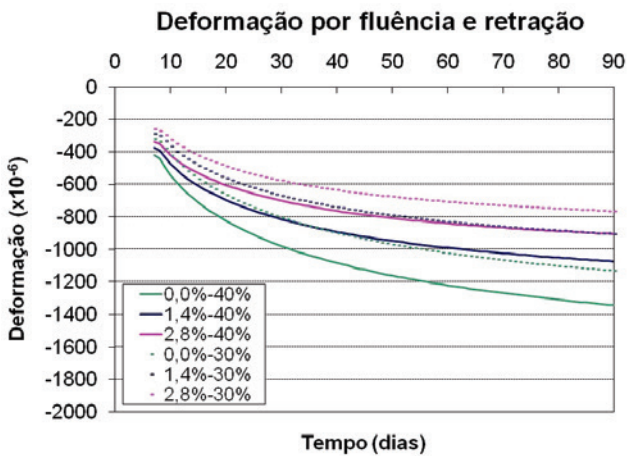


Figure 7 – Deformation of concrete (ACI)



4.1 Numerical analysis

The numerical results of the models were obtained considering the creep and shrinkage curves of the ACI model, and the experimental curves of the cylindrical specimens and the columns. The analyses were performed for 91 days, in terms of total strain magnitudes of $\times 10^{-6}$.

The strains in the nodes of the finite element mesh corresponding to the geometric positions of interest were tabulated to build the curves of time-dependent strain in the concrete and reinforcement. The strain curves of the concrete and reinforcement were drawn based on the results generated from the ACI model (Figures 7 and 8, respectively), and on the calibration of the ex-

Figure 8 – Deformation of reinforcing bars (ACI)

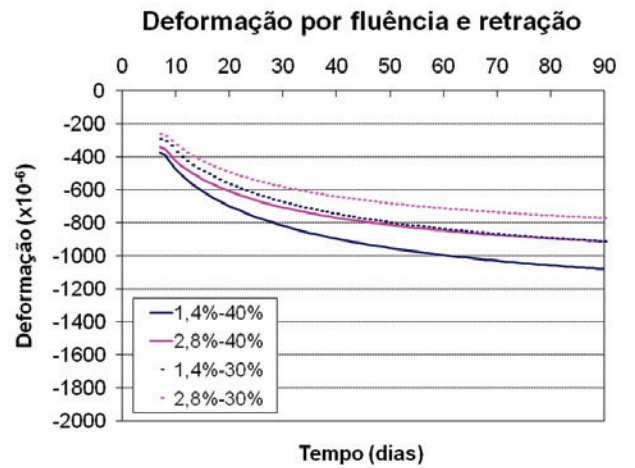
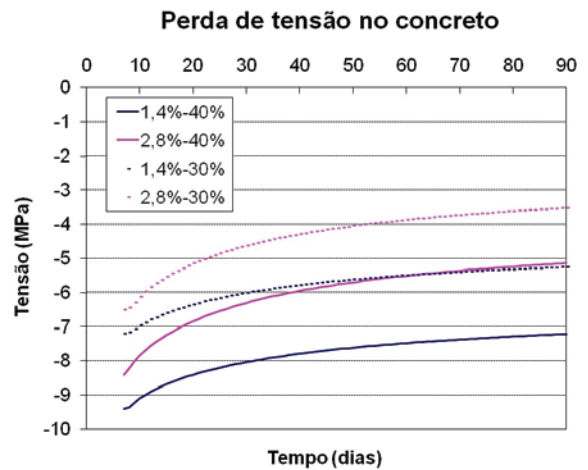


Figure 9 – Stress in concrete (ACI)



perimental creep and shrinkage curves of the cylindrical specimens (Figures 11 and 12, respectively) and columns (Figures 15 and 16, respectively).

In addition, stress curves in the concrete and reinforcement were generated along 91 days and calibrated with the ACI model (Figures 9 and 10, respectively), and with the experimental curve of the cylindrical specimens (Figures 13 and 14, respectively) and the columns (Figures 17 and 18, respectively).

The nomenclature in the figure captions defines firstly the percentage of reinforcement in the columns, followed by the percentage of the applied load. The nomenclature in each figure indicates the

Figure 10 – Stress in reinforcing bars (ACI)

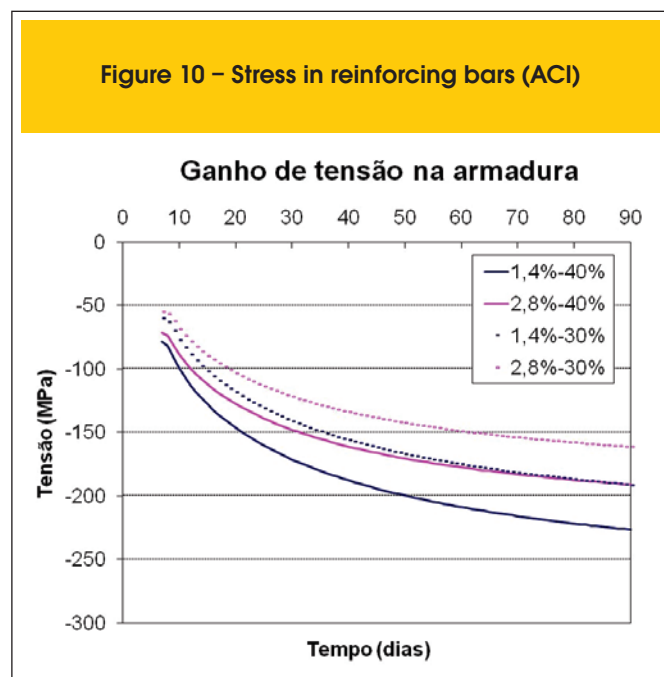


Figure 11 – Deformation of concrete (CP)

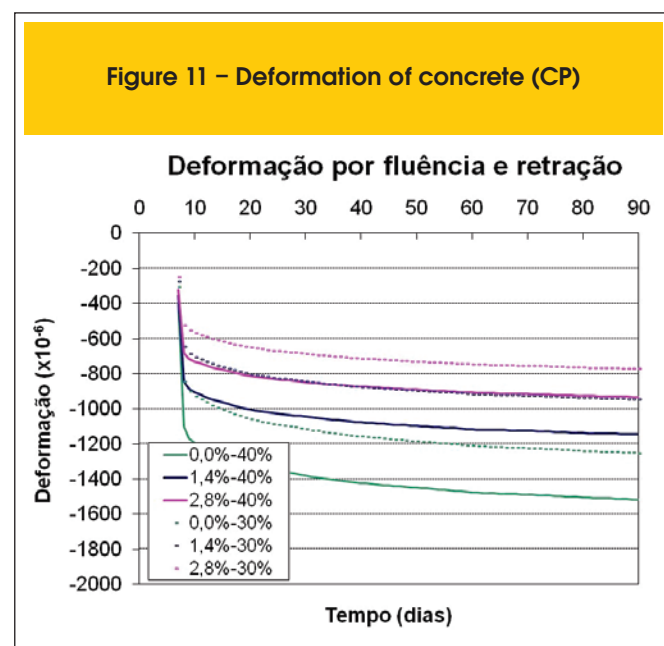


Figure 12 – Deformation of reinforcing bars (CP)

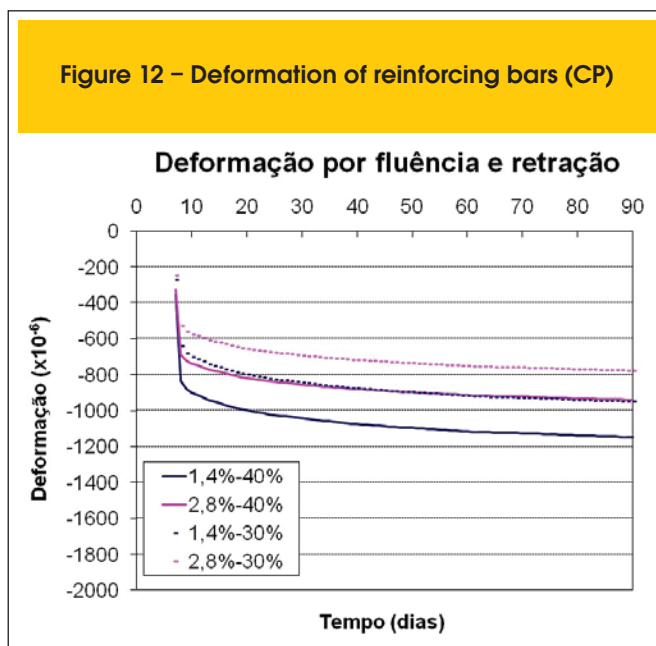
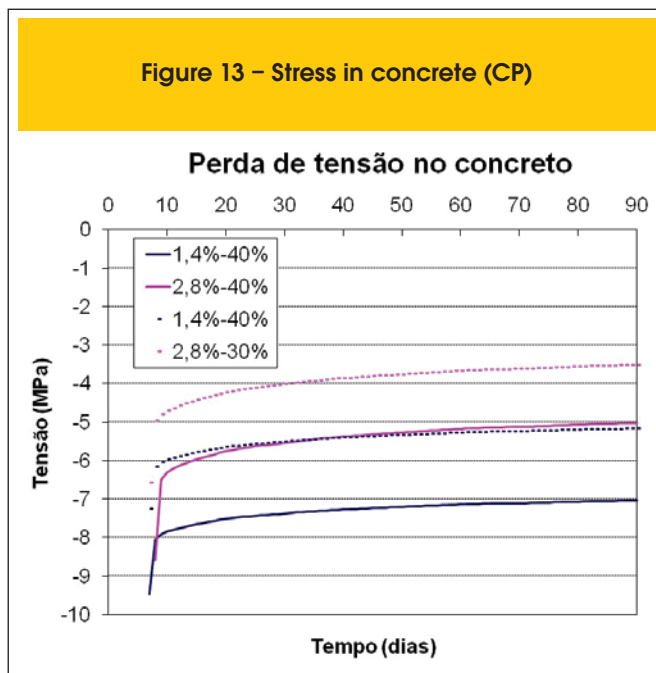


Figure 13 – Stress in concrete (CP)



creep and shrinkage curve used in the simulation: ACI (ACI), cylindrical specimen (CP) and column (P).

As expected, the unreinforced column showed higher creep and shrinkage deformation, since the strains were not constrained by a reinforcement ratio (Figures 7, 11 and 15). Considering the unreinforced concrete column as reference, the reinforcement constrained the deformations of concrete more significantly in the column with a reinforcement ratio of 2.8% than in the column with a ratio of 1.4%, due to the higher reinforcement ratio in the former, as indicated in [Table 6](#),

The numerically simulated curves calibrated with the various creep

Figure 14 – Stress in reinforcing bars (CP)

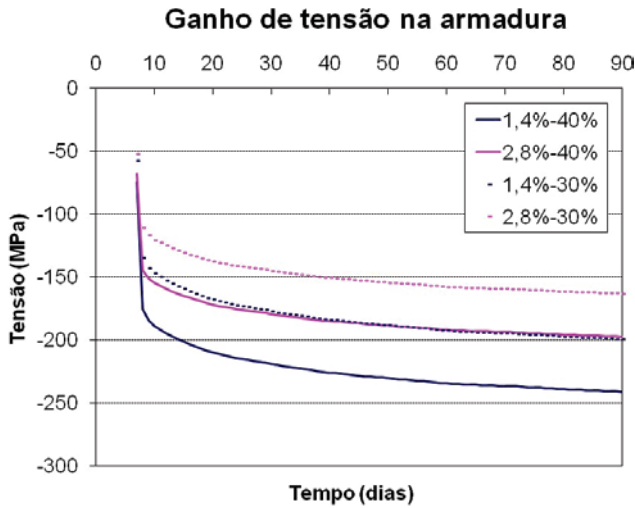
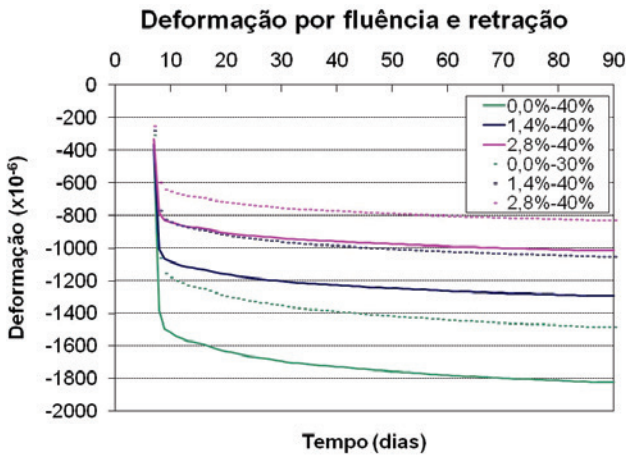


Figure 15 – Deformation of concrete (P)



and shrinkage curves showed a higher load transfer from concrete to reinforcement in the simulation with the experimental curve of the columns with reinforcement ratios of both 1.4% (29 %) and 2.8% (44%), as indicated in Table 6. This may be explained by the fact that this simulation produced the highest strains (Tables 7 and 8). Thus, the higher the creep and shrinkage deformations the greater the deformation constraint of the reinforcement.

Also note that, considering that the greatest deformations occurred in the columns with a reinforcement ratio of 1.4% subjected to 40% of loading, the deformation isobands of these columns show an accumulation of stresses and strains at the top and bottom of the columns (Figure 19). However, this accumulation did not affect the

results, since the mesh element chosen for analysis corresponds to the half-height on the longitudinal axis of the prototype, where stress and strain are distributed evenly.

The results obtained in this research during the period under analysis did not exceed the ultimate deformation capacity and yield stress of the reinforcement. The reinforcements that presented the highest strains, and hence, the highest stresses, were those in the columns with a reinforcement ratio of 1.4%. In the simulated curves calibrated with the shrinkage and creep curves, the highest stress in the reinforcement was 270 MPa, and the maximum strain was 1.29×10^{-3} in the columns with the reinforcement ratio of 1.4%, calibrated with the shrinkage and creep curves of the column and a load of 40%, as shown in Tables 8 and 10. This indicates that the

Figure 16 – Deformation of reinforcing bars (P)

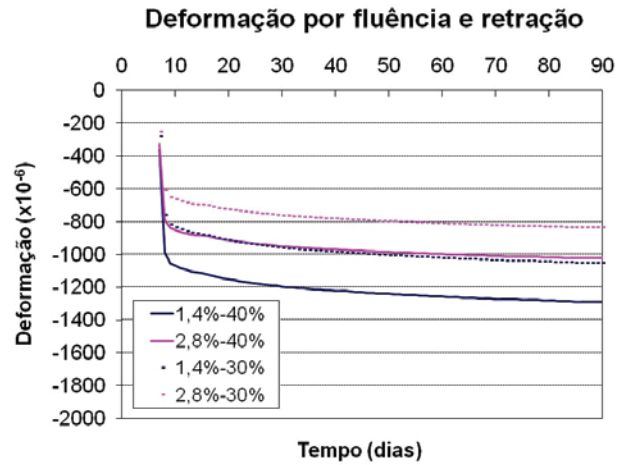


Figure 17 – Stress in concrete (P)

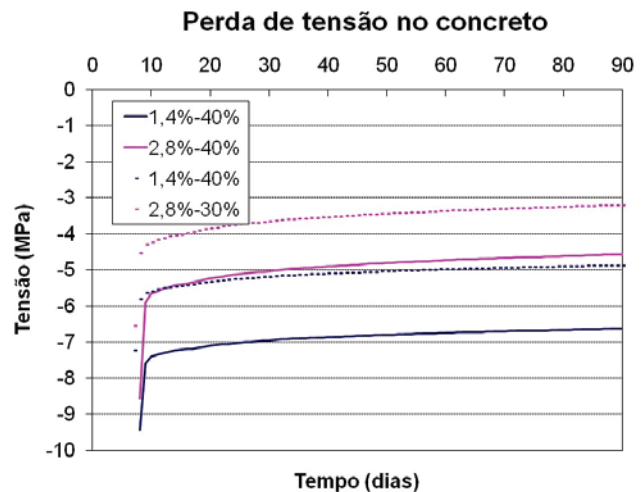


Figure 18 – Stress in reinforcing bars (P)

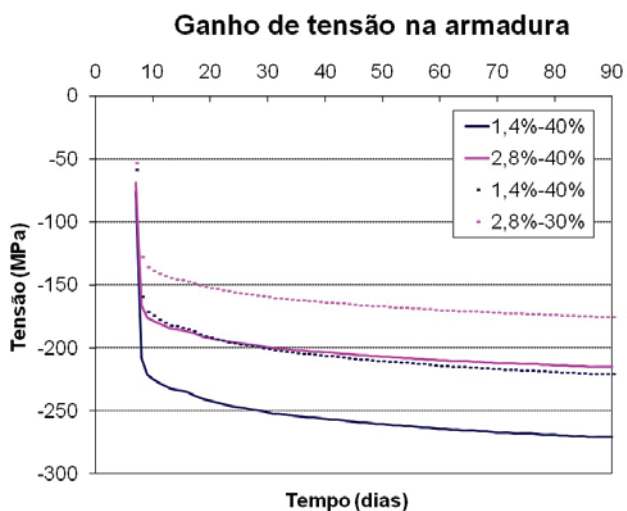


Table 6 – Creep and shrinkage deformation constraints due to reinforcement ratio at 91 days (%)

Calibrated curve	Reinforcement ratio			
	1.4%		2.8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	20	20	33	33
CP	24	24	38	38
Column	29	29	44	44

highest stress and strain correspond to 62% of yield stress (435 MPa) and 62% of yield strain ($\epsilon_u = 2.07\%$), respectively. As can be seen in Tables 7 and 8, the strains in the reinforcing bars were very similar to those in the corresponding concrete at 91 days. This indicates good bond strength between steel rebar and concrete. Therefore, as expected, due to the difference in the geometric characteristics and the elastic modulus of the two materials, the stresses in the rebars were higher than in the concrete. Figures 9, 13 and 17 illustrate the time-dependent stresses in the reinforced concrete columns with reinforcement ratios of 1.4% and

Tabela 7 – Deformação de fluência e retração aos 91 dias no concreto ($\times 10^{-6}$)

Taxa de armadura	Deformação para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	1076	905	1294	1051	1147	945
2,8%	906	765	1014	826	934	771
0%	1346	1133	1824	1484	1518	1252

Figure 19 – Deformation isoband in the concrete of the column with 1.4% reinforcement ratio, using calibration curves

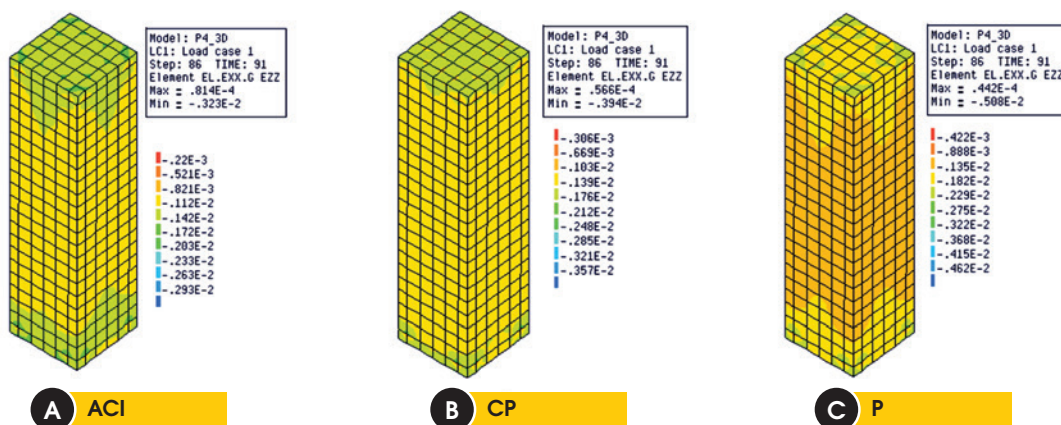


Table 8 - Deformation at 91 days in reinforcement ($\times 10^{-6}$)

Reinforcement ratio	Deformation at 91 days					
	ACI		Column		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1.4%	1081	911	1289	1050	1149	948
2.8%	911	769	1024	833	940	776

Table 9 - Load transfer from concrete to reinforcement at 91 days (%)

Calibrated curve	Reinforcement ratio			
	1.4%		2.8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	31	35	51	56
CP	33	36	52	57
Column	37	39	57	60

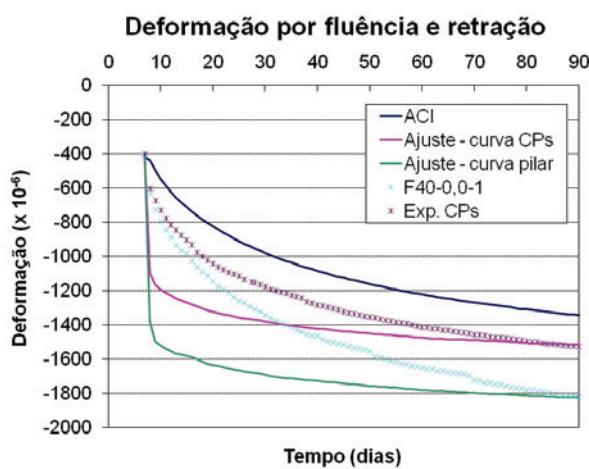
Table 10 - Load at 91 days in reinforcement (MPa)

Reinforcement ratio	Load at 91 days					
	ACI		Column		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1.4%	227	191	270	220	241	199
2.8%	191	161	215	175	197	163

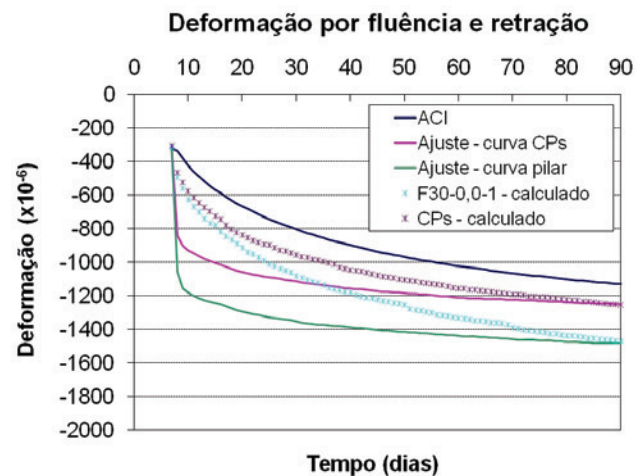
2.8%. A comparison of the stresses in the columns with the three reinforcement ratios (0%, 1.4% and 2.8%) indicates that the presence of the reinforcement led to stress relaxation in the concrete. This relaxation was greater at the reinforcement ratio of 2.8% ($\approx 55\%$) than at that of 1.4% ($\approx 35\%$), as indicated in Table 9. Note that the relaxation in the column reinforced with a ratio of 2.8% represented almost half of the stress to which it was subjected,

indicating that loads were transferred to the rebars. Holm and Pistrang [8] reported stress relaxation of 44% in concrete longitudinally reinforced at a ratio of 3.1%. It was also found that calibrating the column's numerically simulated curve with the experimental curve led to slightly higher stress relaxation at both reinforcement ratios because of the highest predicted strains, as indicated in Table 8. Numerical and experimental analysis The statistical indicator ω_{B3} , a variation coefficient developed by

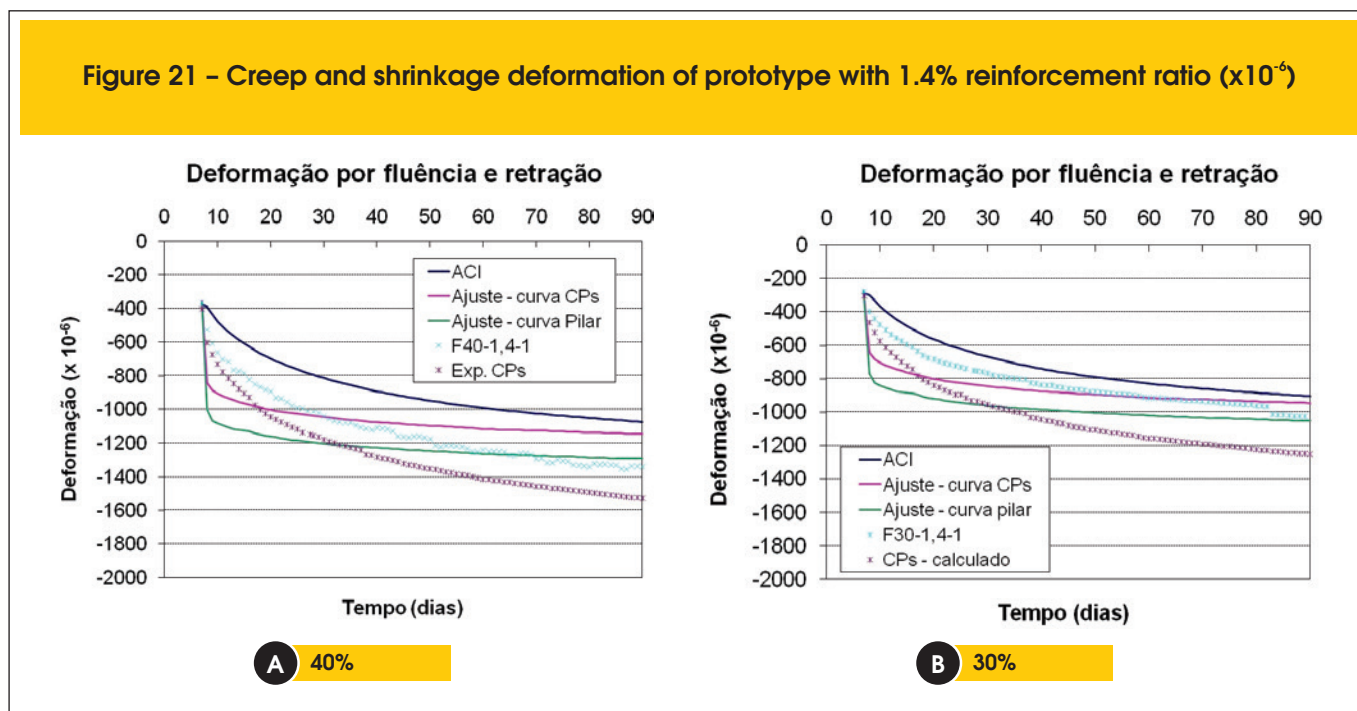
Figure 20 - Creep and shrinkage deformation of the prototype without reinforcement ($\times 10^{-6}$)



A 40%



B 30%

Figure 21 - Creep and shrinkage deformation of prototype with 1.4% reinforcement ratio ($\times 10^{-6}$)

Bazant and Baweja [23], was used to compare the experimental and numerical results. This coefficient considers the data in each decade as a single set and each set is allocated a weight. The weight is given to each point based on the decade in which it is located and on the number of points in the decade. For a given population comprising several data sets, there is variation coefficient called $\omega_{B3,all}$ which considers all the data sets.

According to Gardner and Lockman [24] and Videla, Covarrubias

and Masana [25], a model is considered able to predict creep and shrinkage deformations when the variation coefficient is approximately 20%. Bazant [22] states that the variation coefficient suitable for predicting creep deformation (basic and drying) is 23%.

Creep was not tested in the unreinforced column loaded at 30%; therefore, the creep strain of these prototypes was calculated based on the creep measured in the unreinforced prototype loaded at 40%, in view of the linearity between strain deformations at

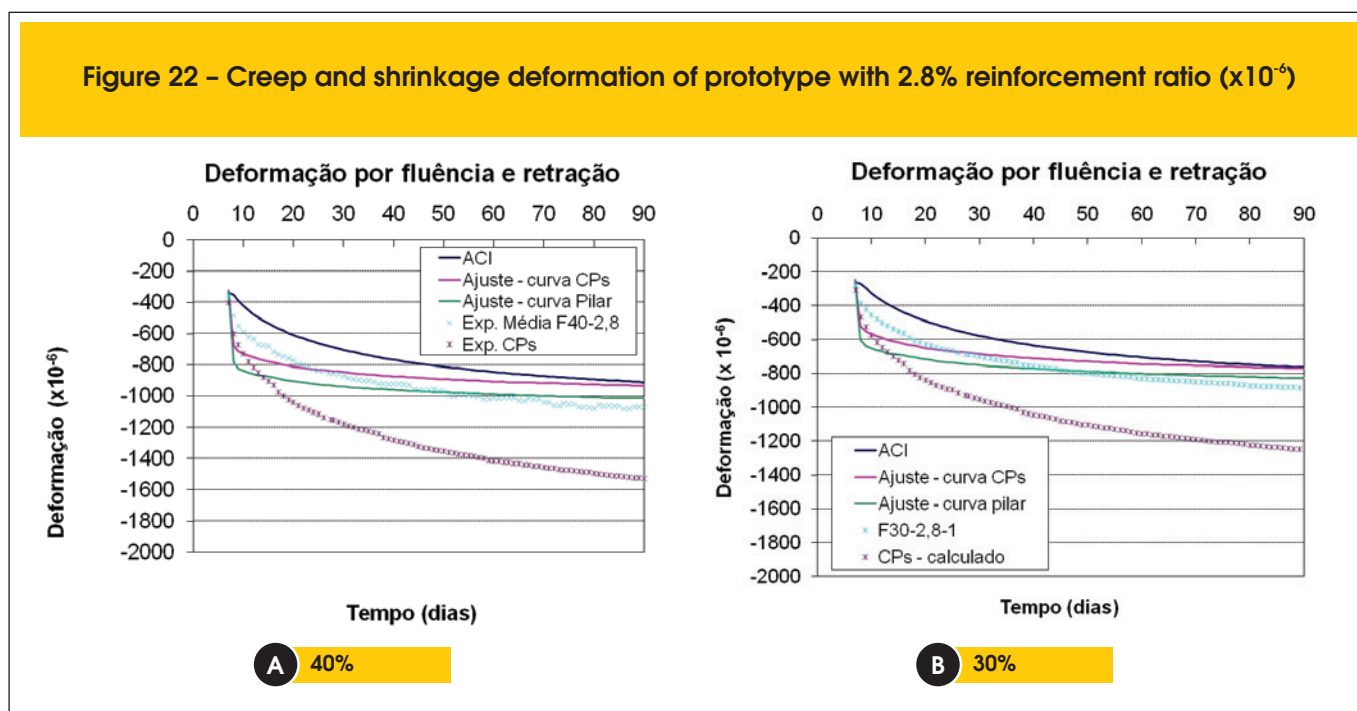
Figure 22 - Creep and shrinkage deformation of prototype with 2.8% reinforcement ratio ($\times 10^{-6}$)

Table 11 – Load at 91 days in concrete (MPa)

Reinforcement ratio	Load at 91 days					
	ACI		Column		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1.4%	7.2	5.2	6.6	4.8	7.0	5.1
2.8%	5.1	3.5	4.5	3.2	5.0	3.5
0%	10.5	7.9	10.5	7.9	10.5	7.9

this level of applied stress. First, we determined the specific creep of the column subjected to 40% loading. This specific creep was then multiplied by the load of 7.9 MPa to determine the creep deformation of the unreinforced column loaded at 30%. Adding this deformation to the shrinkage of the corresponding column, one obtains the theoretical deformation of reinforced columns loaded at 30%. In Figure 22a, the average of the strains in the prototypes with a reinforcement ratio of 2.8% were considered.

As can be seen in Figures 20a, 20b, 21a, 21b, 22a and 22b, the ACI model underestimates the experimental deformations of both cylindrical specimens and prototype columns, indicating its ineffectiveness in predicting deformations. At 91 days, the numerical simulation calibrated with the experimental results of the cylindrical specimens was able to predict the experimental creep and shrinkage deformations of these specimens, but it underestimated the deformations of the prototype columns. The reason for this is that the values predicted based on the cylindrical specimens were lower than those of the unreinforced columns.

An analysis of the variation coefficient $\omega_{B3,all}$ (Table 12) indicates that neither the ACI model nor the curves calibrated from the experimental results of the columns and cylindrical specimens are able to predict experimental creep deformation, since they present variation coefficients higher than the 23% recommended by Bažant [22].

However, note that although the curves calibrated with the experimental results of the prototype overestimated creep and shrinkage deformations along most of the time period, presenting a higher variation coefficient (29%) than the other simulations (Table 12), they were able to predict the experimental deformation of the columns for 91 days. This can be confirmed by comparing the experimental results at 91 days of deformation (Table 13) against the results of the numerical simulation (Table 7). On average, the reinforcement ratios of 2.8% and 1.4% constrained the deformations in concrete by 41% and 28%, respectively, at 91 days (Table 14). Hence, the experimental results are very similar to those obtained numerically (44% and 29%), based on the experimental curve of the columns with reinforcement ratios of 2.8% and 1.4%. Based on this comparison, it can be concluded that the simulation that best predicts both stresses and strains at 91 days is the one calibrated with the experimental results of the columns.

The curves calibrated with experimental results probably overestimated the creep and shrinkage deformations over time, since the Maxwell chain viscoelastic model used to represent creep in Diana 9.3 [13] is not able to reproduce the time-dependent behavior of concrete. It would be necessary to implement a viscoelastic model more representative of the effect of creep in Diana 9.3 [13], such as the 5-layer Maxwell chain viscoelastic model (FAIRBAIRN; LONG and ZHENG [26]).

5. Conclusions

The following conclusions can be drawn from the experimental results and the numerical simulation of the prototype columns:

- Although the curve calibrated with the experimental results of the unreinforced column overestimated the creep and shrinkage deformations at the beginning of the prediction, at 91 days it was able to predict the stresses and experimental strains of the prototypes with reinforcement ratios of both 1.4% and 2.8%.
- Simulations using the ACI model available in Diana 9.3 underestimated the experimental strains, demonstrating that the model is unable to predict deformations.

Table 12 – Variation coefficients ω_{3b} and $\omega_{cIB,3}$ for prototype columns (%)

Reinforcement ratio	Data	Load	Calibrated curve		
			ACI	Column	CP
1.4%	Exp.	40%	23.4	22.5	18.5
	Column	30%	13.8	27.0	16.7
	Exp. CP	40%	34.0	20.5	25.2
	Exp. CP	30%	32.4	20.3	24.9
2.8%	Exp.	40%	19.4	16.6	15.1
	Column	30%	19.4	16.6	15.1
	Exp. CP	40%	45.3	33.7	39.5
	Exp. CP	30%	39.3	34.3	39.3
0%	Exp.	40%	30.0	29.3	21.3
	Column	30%	27.1	28.1	19.7
	Exp. CP	40%	16.3	44.0	21.4
	Exp. CP	30%	14.4	41.7	20.2
		$\omega_{cIB,3}$	28	29	24

Table 13 – Experimental deformation of reinforcing bars and concrete ($\times 10^{-6}$) at 91 days

Column	Load (MPa)		Deformation ($\times 10^{-6}$)		Deformation difference (%)
	Reinforcement	Concrete	Reinforcement	Concrete	
F40-2,8-1	225.1	4.63	1148	1072	6.6
F40-2,8-2	215.1	5.04	1125	1027	8.7
F40-1,4-1	282.5	6.7	1371	1345	1.9
F30-2,8-1	185.0	3.2	895	885	1.1
F30-1,4-1	215.5	5.1	1088	1028	5.5
F40-0,0-1	–	10.5	–	1820	–
R-2,8-1	–	–	–	273	–
R-1,4-1	–	–	–	327	–
R-0,0-1	–	–	–	377	–

- Simulations calibrated with the experimental curve of the cylindrical specimens were not able to predict the strains in the prototype columns, particularly in the columns subjected to 40% loading. Because the simulations under 30% loads were very similar, calibration using the curve of the cylindrical specimens also led to results close to the experimental ones.
 - The program proved to be a promising tool for predicting time-dependent strain, although it was not able to reproduce the time-dependent behavior of concrete. The curves calibrated with experimental results probably overestimated creep and shrinkage deformations, because the Maxwell chain viscoelastic model used here did not represent the creep of concrete in the Diana 9.3 program. It would be necessary to implement a more representative and effective viscoelastic model of the effect of creep in Diana 9.3.
- 6. Acknowledgments**
- The authors thank the Brazilian research funding agency FAPESP (São Paulo Research Foundation) for funding the project, and Engemix for providing the materials, laboratory infrastructure and trained staff for this research.
- 7. References**
- [01] AL-MANASSEER, A., LAM, J. P. Statistical evaluation of shrinkage and creep models. *ACI Materials Journal*, May-June, 2005; p. 170-176.
- [02] ALMEIDA, L. C. Identificação de parâmetros estruturais com emprego de análise inversa, Campinas, 2006. Tese (doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 192 p.
- [03] RÜSCH, H.; JUNGWIRTH, D.; HILSDORF, H. K. Creep and shrinkage – their effect on the behavior of concrete structures. New York: Springer-Verlag, 1983.
- [04] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto, São Paulo: Pini, 1997.
- [05] MAUCH, S. Effect of creep and shrinkage on the capacity of concrete columns. *In: Symposium on Reinforced Concrete Columns 61st annual convention, 1965, San Francisco, California*, pp. 299-324.
- [06] CASTRO, J.T.P.; VIEIRA, R.D.; SOUSA, R. A.; MEGGIOLARO, M. A.; FREIRE, J.L.F. Time-dependent Residual Stresses in Reinforced Concrete Columns. *In: Proceedings of the XI International Congress on Experimental and Applied Mechanics, Orlando, USA: Bethlen, 2008.*
- [07] TAKEUTI, A. R. Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, São Carlos, 2003, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 277 p.
- [08] HOLM, T. A.; PISTRANG, J. Time-dependent load transfer in reinforced lightweight concrete columns. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 63, nº11, November, 1966.
- [09] BATHE, K.J. Finite Element Procedures. Prentice Hall, Inc., New Jersey, 2006.

Table 14 – Creep and shrinkage deformation constraint due to reinforcement ratio at 91 days (%)

Load	Reinforcement ratio (%)	Deformation constraint due to reinforcement (%)		
		Creep	Shrinkage	Creep + Shrinkage
40%	2.8	46	28	42
40%	1.4	29	13	26
30%	2.8	45	28	40
30%	1.4	36	13	31

- [10] NIE J., FAN J.; CAI C. Stiffness and deflection of steel-concrete composite beams under negative bending. *Journal of Structural Engineering ASCE* 2004; p.1842-51.
- [11] JENDELE L.; CERVENKA J. Finite element of reinforcement with bond. *Computer Structural*, 2006, 84; p. 1780-91.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI209-82. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures, 1982.
- [13] WITTE, F.C. DIANA User's Manual. Release 8.1, TNO DIANA BV, 2ed, Teach, 2004.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - NBR6118. Rio de Janeiro, 2004.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – NBR5738. Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da fluência – NBR8224. Rio de Janeiro, 1983.
- [17] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code, 1990.
- [18] NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT. TGB 1990 Regulations for Concrete - Structural Requirements and Calculation Methods. Tech. Rep. NEN 6720, 1995.
- [19] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Japan Concrete Specification - JSCE, 1999.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI318-05: Building code requirements for structural concrete, 2005.
- [21] CARREIRA, J. D.; BURG, R. G. Testing for Concrete Creep and Shrinkage. In: *The Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural Design Effects*, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.381-420.
- [22] BAŽANT, Z. P., Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*, 2001, p. 27-38.
- [23] BAŽANT, Z.P.; BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures (Model B3). In: *Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural and Design Effects*, ACI Special Publication SP194, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.1-73.
- [24] GARDNER, N. J.; LOCKMAN, M. J. Design provisions for Drying Shrinkage and creep for normal-strength concrete. *ACI Materials Journal*, n.98, 2001, p. 159-167.
- [25] VIDELA, C. C.; COVARRUBIAS, J. P.; MASANA, C. Updating concrete drying-shrinkage prediction models for local materials. *ACI Materials Journal*, n. 101, May-June, 2004, p. 187-198.
- [26] FAIRBAIRN, E. M. R.; LONGO, H. I.; ZHENG, R. Formulação diferencial do problema da relaxação do concreto - estudo teórico experimental. In: *Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, 24, Porto Alegre, v.2, 1987m p. 103-117.

Numerical and experimental analysis of time-dependent load transfer in reinforced concrete columns

Análise numérica e experimental da transferência de carga do concreto para a armadura em pilares

L. T. KATAOKA ^a
lu.kataoka@gmail.com

T. N. BITTENCOURT ^a
tbitten@gmail.com

Abstract

A study was conducted to assess the influence of the steel reinforcement ratio in concrete columns on their properties of creep and shrinkage. Experimental tests and three-dimensional finite element-based simulations of the experimental curves from plain concrete cylinders and plain concrete columns derived by curve fitting were performed using the ACI 209 model available in DIANA 9.3. Columns with longitudinal reinforcement ratios of 0%, 1.4% and 2.8%, loaded to 30% and 40% of their 7-day compressive strength, were investigated. The results indicated that numerical simulation does not predict experimental data for a long period. However, simulations fitted with experimental curves derived from plain concrete columns presented values close to those of experimental data for 91 days.

Keywords: column, reinforced concrete, creep, shrinkage, load transfer.

Resumo

Este trabalho tem o objetivo de analisar a influência da taxa de armadura na transferência de carga devida à fluência e retração. Esta análise foi feita confrontando resultados da análise experimental e da modelagem tridimensional de pilares de concreto com taxas de armadura de 0%, 1,4% e 2,8%, carregados com 30% e 40% da resistência média a compressão aos 7 dias. Foram consideradas as curvas de fluência e retração do modelo ACI209 disponível no programa DIANA 9.3, as curvas de fluência provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência de corpo de prova quanto do pilar sem armadura. A partir dos resultados foi possível concluir que, embora a simulação numérica não seja capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo, utilizando a curva de fluência calibrada com resultados experimentais do pilar sem armadura, é possível representar a redistribuição de tensões nos pilares para 91 dias.

Palavras-chave: pilar, concreto armado, fluência, retração, transferência de carga.

^a Departamento de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

O comportamento ao longo do tempo do concreto, devido às propriedades de fluência e retração, tem considerável influência no desempenho de estruturas em concreto, podendo causar deformação excessivas e redistribuição de tensões (AL-MANASSEER e LAM [1]). Com o passar do tempo, essas deformações excessivas e redistribuição de tensões, se não detectadas e adequadamente tratadas, podem provocar a degradação e, eventualmente, o colapso das estruturas, resultando em consideráveis custos econômicos e sociais (ALMEIDA [2]).

Em pilares de concreto armado, o efeito da fluência e da retração é a transferência gradativa de carregamento do concreto para a armadura. Pela hipótese de que as seções planas permanecem planas após o carregamento para pequenas deformações devido à fluência e à retração, as tensões decrescem no concreto ao longo do tempo e aumentam na armadura. Como resultado da redistribuição causada pela fluência e retração, a armadura em pilares sub-armados pode alcançar o ponto de escoamento ou a flambagem de pilares carregados excêntrica, mesmo sob cargas em serviço (RÜSCH [3]; NEVILLE [4]). Em pilares curtos o efeito da fluência causa pequena redução na resistência do concreto (MAUCH [5]). Esta redistribuição de esforços também permite que seja determinada a carga atuante em um pilar, no caso da necessidade da transferência de carregamentos devido à remoção de pilares (CASTRO et al. [6]). TAKEUTI [7] verificou a partir dos resultados experimentais de pilares em concreto armado que as restrições de deformação introduzidas pela armadura devem ser consideradas, pois afetam consideravelmente as deformações das armaduras.

Além disso, a maioria das pesquisas que estudam as deformações no concreto dependentes do tempo tem o objetivo de determinar o mecanismo envolvido no processo ou quantificar a fluência e retração para um traço sob determinadas condições. Em ambos os casos, o estudo destas propriedades é feito utilizando corpos de prova em concreto desprezando o efeito do aço presente no concreto armado (HOLM e PISTRANG [8]).

Neste sentido, é fundamental avaliar a fluência e retração do concreto, tanto experimental quanto numericamente, pois é possível verificar se a modelagem numérica é capaz de fornecer uma previsão dos resultados experimentais, simulando o comportamento de estruturas ou elementos estruturais. Nesta pesquisa, a análise numérica computacional é baseada no método dos elementos finitos (MEF), que é um método bastante útil para a análise do comportamento estrutural. O Método dos Elementos Finitos consiste fundamentalmente num processo de discretização de um meio contínuo, com infinitos graus de liberdade, num conjunto de elementos discretos, designados por elementos finitos, unidos entre si por pontos discretos conhecidos como nós (BATHE [9]). Além disso, o método dos elementos finitos é uma ferramenta muito utilizada para simular o comportamento de elementos em concreto armado (NIE et al. [10]; JENDELE e CERVENKA [11]).

Visando contribuir para compreensão do comportamento das propriedades de fluência e retração, neste artigo são estudados pilares de concreto armado, procurando explorar a redistribuição de tensões do concreto para a armadura, por meio da análise experimental e numérica utilizando o modelo do ACI209 [12] (ACI) disponível no programa DIANA 9.3 [13], as curvas de fluência e retração provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência e retração de corpo de prova quanto do pilar sem armadura. Além disso, os resultados experimentais de corpos de prova e protótipos de pilares são confrontados com os resultados numéricos.

2. Metodologia de ensaio dos protótipos de pilares

Foram ensaiados à fluência e retração 9 protótipos de pilares curtos ($\lambda = 14$) em concreto armado com seção transversal de 15x15cm e altura de 60 cm. Foi considerada carga centrada, taxa de armadura transversal constante e três taxas de armadura longitudinais de 0%, 1,4% e 2,8%. O detalhamento da armadura foi feito de acordo com a NBR6118 [14] e pode ser visto na Figura 1.

Figura 1 - Detalhamento das armaduras

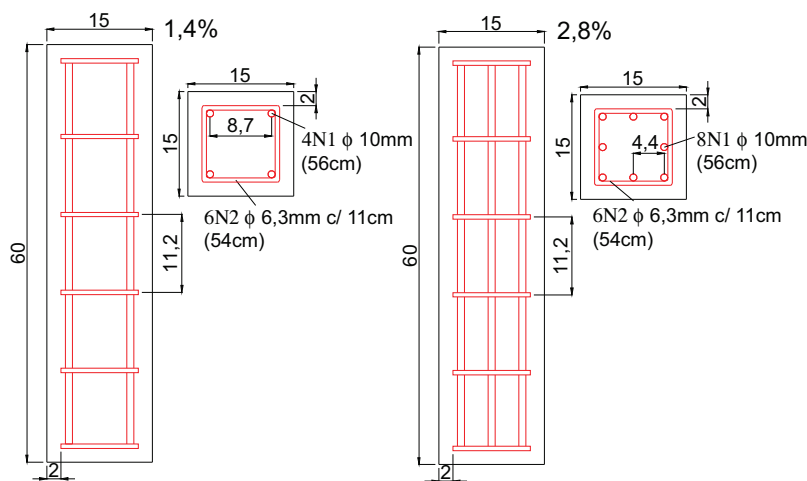


Tabela 1 – Traço de concreto convencional

Composição	Traço	Característica
Cimento (kg/m ³)	280	Endurecimento lento com substituição do clínquer por escória de alto-forno em até 36%
Areia de brita (kg/m ³)	460	Resíduo do agregado graúdo de origem calcária com dimensão máxima de 1,2 mm
Areia de quartzo (kg/m ³)	372	Areia natural com dimensão máxima de 2,4 mm
Brita 0 (kg/m ³)	157	Origem calcária com dimensão máxima de 9,5 mm
Brita 1 (kg/m ³)	911	Origem calcária com dimensão máxima de 19 mm
Água (kg/m ³)	164	Abastecimento local
Aditivo (kg/m ³)	1,957	Aditivo redutor de água com densidade de 1,2g/cm ³
a/c (kg/kg)	0,56	-
Traço unitário (massa)	1:2,97:3,81:0,59	-

Os protótipos ensaiados à fluência foram carregados aos 7 dias com 40% e 30% da resistência média à compressão desta idade. Além dos pilares carregados, também foram ensaiados pilares sem carregamento para determinação da deformação por retração. A retração foi medida a partir dos 7 dias mantendo as mesmas condições de cura dos outros protótipos. Juntamente com os protótipos de pilares, foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos 15 x 30 cm, sendo dois destinados aos ensaios de fluência por secagem e um para retração por secagem. Também foram moldados 12 corpos de prova cilíndricos 10 x 20 cm para caracterização à resistência média à compressão e módulo de elasticidade para 7 e 28 dias.

A classe de resistência utilizada para o ensaio experimental dos pilares foi definida como 30 MPa, cujo traço está apresentado no Tabela 1.

Além disso, as dimensões dos pilares foram escolhidas de forma que as relações volume superfície (V/S) e área da seção transversal perímetro da seção transversal (Ac/u) fossem as mesmas que dos corpos de prova cilíndricos, ou seja, de 3,75.

Foi utilizada uma nomenclatura para designar cada protótipo. A nomenclatura inicia-se com uma letra que indica o tipo de ensaio (fluência - F ou retração - R) seguida por dois dígitos que representam a porcentagem de carregamento aplicada aos 7 dias (30 ou 40%). Na sequência, há dois dígitos que indicam a taxa de armadura longitudinal em porcentagem (0,0%, 1,4% ou 2,8%). Finalmente, um único dígito é utilizado para especificar o número do protótipo dentro de um grupo de pilares idênticos (1 ou 2). Um exemplo da nomenclatura utilizada é dado por F40-2,8-2. Trata-se de um pilar ensaiado à fluência a 40% da resistência média à compressão aos 7 dias, com taxa de armadura longitudinal de 2,8% e é o segundo do grupo de pilares idênticos.

As características dos protótipos de pilares estudados estão apresentadas na Tabela 2.

A medição das deformações nas armaduras dos protótipos foi feita por meio de sensores elétricos de resistência de colagem e as deformações do concreto foram medidas utilizando sensores elétricos de imersão. Todas as armaduras longitudinais dos pilares foram instrumentadas a meia altura do pilar. O sensor de concreto foi posicionado no centro da seção transversal do pilar a meia altura longitudinal.

A moldagem foi feita de acordo com a NBR5738 [15]. Foi utilizado vibrador mecânico, tanto para os protótipos quanto para os corpos de prova.

Um dia após a moldagem, os pilares foram mantidos em cura úmida onde permaneceram até a data de carregamento (7 dias). Os corpos de prova foram desmoldados um dia após a moldagem e permaneceram em câmara úmida até a data do ensaio (7 dias e 28 dias).

Os protótipos foram ensaiados à fluência de acordo com a NBR8224 [16] em uma câmara climatizada com temperatura e umidade relativa constantes de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ e $60 \pm 4\%$. A tensão aplicada nos protótipos foi de 30% ou 40% da resistência média à compressão aos 7 dias de idade (7,9 e 10,5 MPa, respectivamente).

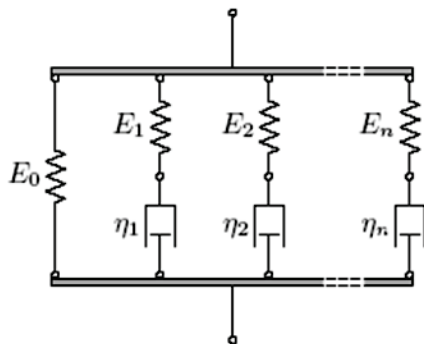
3. Simulação numérica dos protótipos de pilares

Neste item está apresentada a simulação numérica tridimensional dos protótipos de pilares propostos experimentalmente, considerando as propriedades de fluência e retração. Como previsões destas propriedades analisadas são utilizadas as curvas de fluência e retração do modelo ACI209 [12] disponível no programa Diana 9.3 [13], as curvas de fluência e retração provenientes da calibração do modelo visco elástico do programa utilizando tanto resultados experimentais de fluência e retração de corpo de prova quanto do pilar sem armadura.

Tabela 2 – Características dos protótipos de pilares

Nomenclatura	Taxa de armadura longitudinal (%)	Tensão aos 7 dias (MPa)	Grupo
F40-2,8-1	2,8	10,5	1
F40-2,8-2	2,8	10,5	2
F30-2,8-1	2,8	7,9	1
F40-1,4-1	1,4	10,5	1
F30-1,4-1	1,4	7,9	1
F40-0,0-1	0,0	10,5	1
R-2,8-1	2,8	-	1
R-1,4-1	1,4	-	1
R-0,0-1	0,0	-	1

Figura 2 – Modelo de Maxwell-Chain (Fonte: Manual do Diana 9.3)



3.1 Modelos de elementos finitos dos materiais

Na modelagem do concreto, utilizam-se elementos sólidos isoparamétricos de 20 nós. Este elemento é baseado na interpolação quadrática e na integração de Gauss e possui três graus de liberdade por nó x , y e z . A deformação e a tensão variam linearmente em uma direção e quadraticamente nas outras duas direções.

As barras de armadura são modeladas utilizando representação discreta com dois nós. Nesta representação, considera-se a armadura como elemento tipo treliça com nós coincidentes com os da malha de elementos finitos de concreto. A armadura é distribuída uniformemente no elemento de concreto, sendo cada conjunto de barras de armadura substituído por uma camada bidimensional de espessura e área equivalente. No Diana 9.3 [13] está disponível o modelo de ruptura de Von Mises com uma equação constitutiva do material seguindo um modelo elasto-plástico perfeito ou elasto-plástico com endurecimento para representar o comportamento do aço.

3.2 Modelos de fluência e retração no DIANA 9.3

No Diana 9.3 [12], efeitos de longa duração como a fluência, podem ser modelados utilizando os modelos viscoelásticos Power Law, Maxwell-Chain e Kelvin-Chain. Este programa computacional também pode modelar efeitos de longa duração a partir dos modelos de Maxwell-Chain e Kelvin-Chain em série, considerando como dados de entrada uma função discreta da fluência ou da relaxação (por exemplo, curva experimental), ou utilizando modelos disponíveis no programa (CEB-FIP MODEL CODE [17]; ACI209 [12]; NEN 6720 MODEL CODE [18] e JSCE MODEL CODE [19]). A curva de fluência experimental é modelada utilizando o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain que consiste em diversas molas paralelas e amortecedores em série (Figura 2). Onde E_x é a rigidez da mola e η_x é a viscosidade do amortecedor.

A forma geral de entrada das deformações por retração é feita utilizando a função discreta por meio de resultados experimentais e curvas derivadas dos modelos CEB-FIP Model Code [17], ACI209 [12] e NEN 6720 Model Code [18] disponíveis no Diana 9.3 [13]. A idade do início da secagem é utilizada como dado de entrada das funções discretas.

Os protótipos de pilares foram modelados utilizando as curvas de fluência e retração obtidas experimentalmente e obtidas a partir do modelo do ACI, utilizando o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain. Apesar de haver diversos modelos de fluência e retração disponíveis no Diana 9.3 [13], as simulações numéricas foram feitas utilizando apenas o modelo do ACI, pois esta pesquisa não abrangeu o estudo dos demais modelos.

3.3 Modelos numéricos dos protótipos de pilares

Apesar da NBR6118 [14] especificar a análise da fluência apenas para pilares com esbeltez (λ) maior que 90, nesta pesquisa é estudada a propriedade da fluência em pilares curtos, pois o objetivo principal é analisar a transferência de carregamento do concreto para a armadura. O comportamento à fluência e retração de protótipos de pilares foi analisado para três taxas de armadura longitudinal de 1,4%, 2,8% e 0%, respectivamente.

Figura 3 – Modelos numéricos dos protótipos de pilares (1,4, 2,8 e 0%)

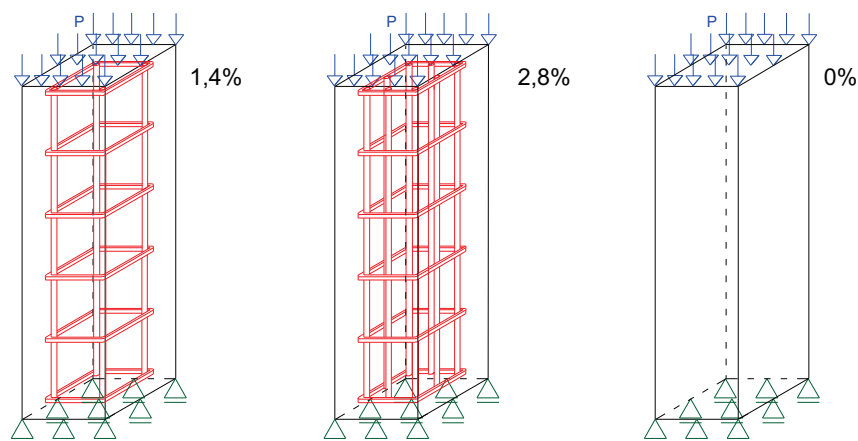


Tabela 3 – Propriedades do concreto dos protótipos de pilares

Propriedade mecânica do concreto	
f_{cm7} (MPa)	26,2
f_{cm28} (MPa)	33,3
E_{cm7} (GPa)	26,8
E_{cm28} (GPa)	29,8

Nos modelos de pilares foi aplicada carga distribuída (P) constante de 10,5 e 7,9 N/mm² na área superior do pilar, que corresponde a 40% e 30% da resistência média à compressão aos 7 dias, respectivamente, como pode ser visto na Figura 3.

Foi adotado coeficiente de Poisson de 0,2 para o concreto. As propriedades dos materiais (concreto e armadura) para os protótipos de pilares foram obtidas experimentalmente e estão apresentadas nas Tabelas 3 e 4. Na simulação numérica que utilizou a curva de fluência e retração do modelo do ACI foi considerada umidade relativa de 60%. O teor de ar e a consistência do concreto adotados foram obtidos experimentalmente sendo iguais a 3,9% e 132 mm, respectivamente. A espessura fictícia (h = 150 mm) foi obtida a partir da formulação fornecida pelo ACI318 [20]. É adotada a relação agregado miúdo por agregado total de 45%. Para a simulação numérica considerando a retração são necessários alguns parâmetros extras de entrada, tais como: resistência à compressão média aos 28 dias (33,3 MPa), temperatura ambiente (23°C), período em que o concreto foi curado (7 dias) e consumo de cimento (280 kg/m³). Para a simulação dos modelos numéricos considerando a curva de fluência e retração experimental, é necessária a alteração de um arquivo de entrada do Diana 9.3 [13] acrescentando os resultados experimentais nas propriedades do concreto. Como os protóti-

Tabela 4 – Propriedades das armaduras dos protótipos de pilares

Propriedades físicas e mecânicas das armaduras			
Tipo de armadura	Área (cm ²)	f_y (MPa)	E_s (GPa)
Longitudinal	3,15	635	217,4
Estribo	1,26	611	213,7

Tabela 5 – Número de nós e elementos dos modelos numéricos

Pilar	Nº de nós	Nº de elementos
1,4%	4137	1144
2,8%	4501	1406
0%	2736	500

pos estavam submetidos apenas à compressão sob carregamento em serviço, não foram utilizados modelos de fissuração.

A simulação das deformações por fluência e retração foi feita até os 91 dias, pois corresponde ao tempo em que o protótipo ficou experimentalmente carregado. CARREIRA e BURG [21] e BAŽANT [22] acreditam que um período mínimo de 91 dias de ensaio de fluência é suficiente. Entretanto, como esta pesquisa está em andamento, posteriormente será avaliado um período maior de resultados de fluência.

Figura 4 – Malha dos protótipos de pilares

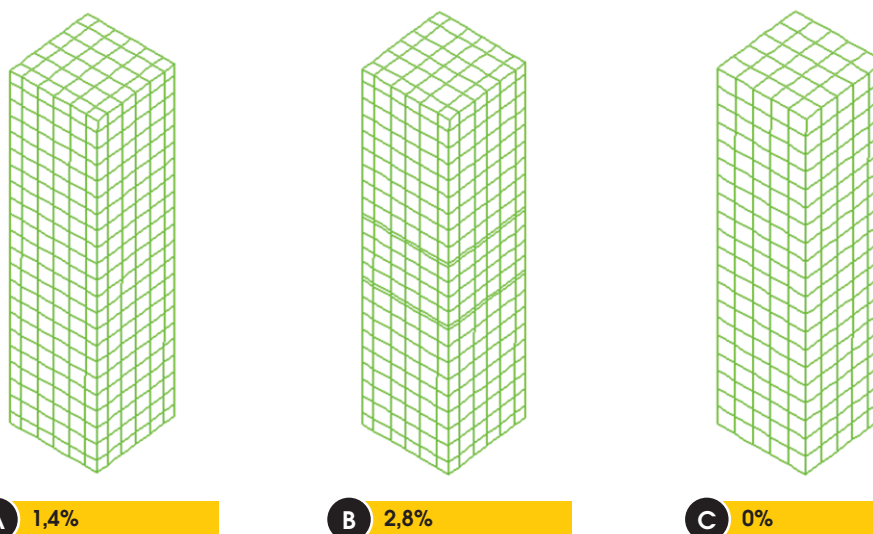


Figura 5 – Elemento CHX60
(Fonte: Manual do Diana 9.3)

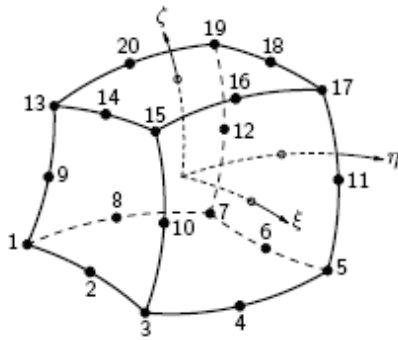


Figura 6 – Elemento L6TRU
(Fonte: Manual do Diana 9.3)

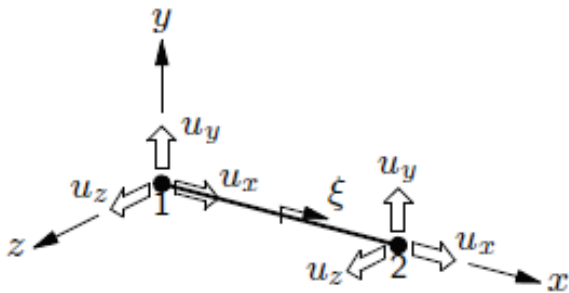
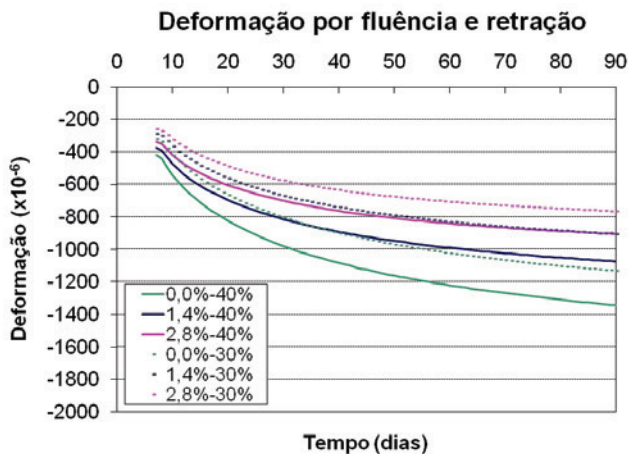


Figura 7 – Deformação no concreto (ACI)



As malhas dos modelos estruturais tridimensionais dos protótipos de pilares podem ser vistas na Figura 4 e o número de nós e elementos dos modelos numéricos estão apresentados na Tabela 5. Os elementos de concreto utilizados para as malhas dos modelos tridimensionais são de 20 nós quadráticos definido como CHX60 e os elementos das armaduras são do tipo treliça definido como L6TRU (Figuras 5 e 6).

4. Resultados e discussões

Neste item estão apresentados os resultados e análises da simulação dos modelos numéricos e a comparação dos resultados de deformação por fluência e retração obtidos experimen-

Figura 8 – Deformação na armadura (ACI)

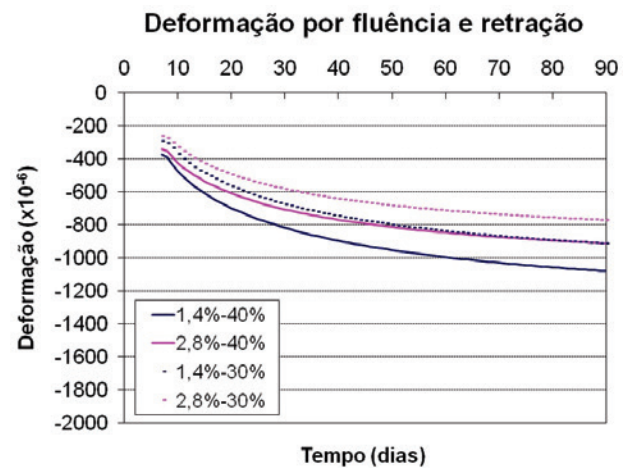
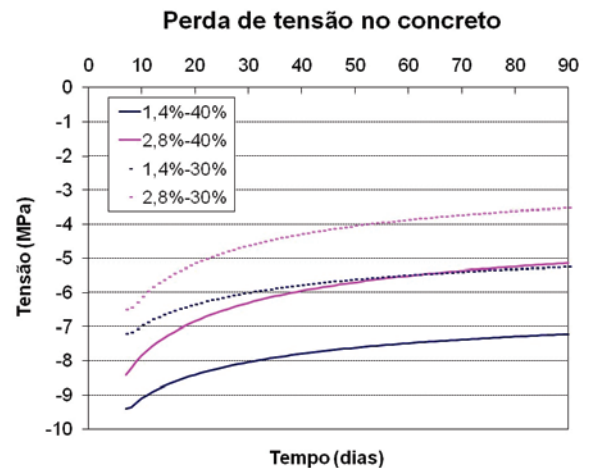


Figura 9 – Tensão no concreto (ACI)



talmente e aqueles provenientes da simulação numérica dos protótipos de pilares.

4.1 Análise numérica

Os resultados numéricos dos modelos foram obtidos considerando as curvas de fluência e retração do modelo do ACI, as curvas experimentais dos copos de prova cilíndricos e as curvas experimentais do pilar. As análises são feitas para 91 dias em termos de deformações totais em $\times 10^{-6}$.

Para construção das curvas de deformações e tensões ao longo

Figura 10 – Tensão na armadura (ACI)

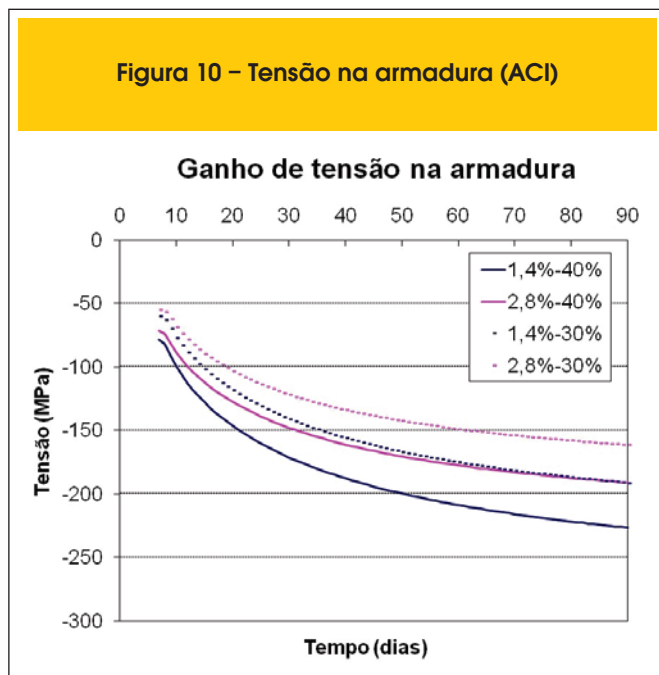


Figura 11 – Deformação no concreto (CP)

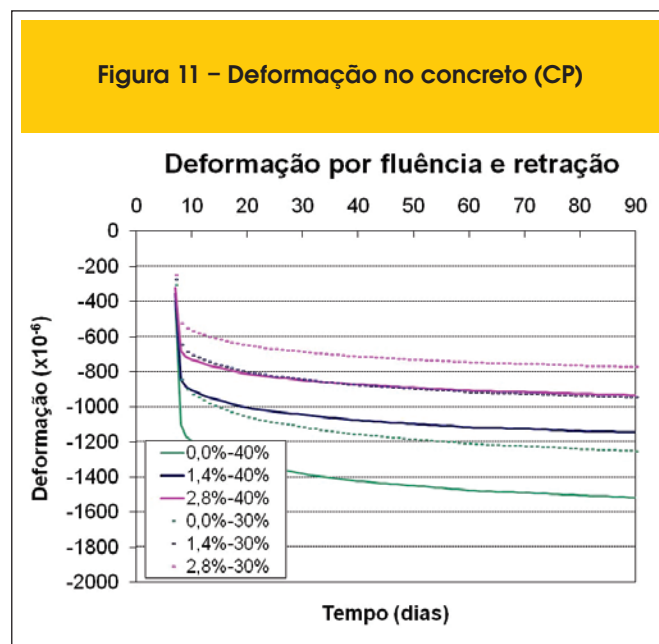


Figura 12 – Deformação na armadura (CP)

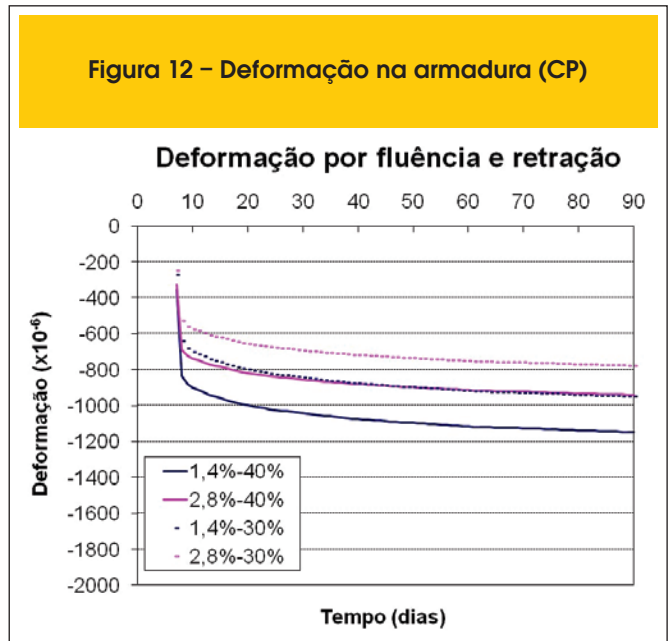
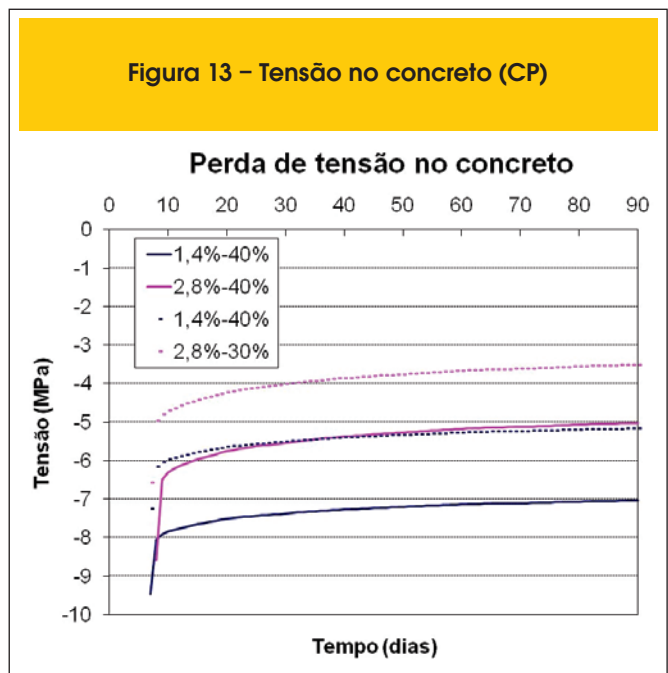


Figura 13 – Tensão no concreto (CP)



do tempo no concreto e na armadura, foram tabuladas as deformações dos nós da malha de elementos finitos, correspondentes às posições geométricas de interesse.

A partir dos arquivos de resultados gerados, foram traçadas as curvas de deformações do concreto e da armadura considerando o modelo do ACI (Figuras 7 e 8, respectivamente), assim como a calibração de curvas experimentais de fluência e retração dos corpos de prova (Figuras 11 e 12, respectivamente) e do pilar (Figuras 15 e 16, respectivamente).

Além disso, foram geradas curvas de tensão no concreto e na armadura ao longo de 91 dias calibradas com o modelo do ACI

Figura 14 – Tensão na armadura (CP)

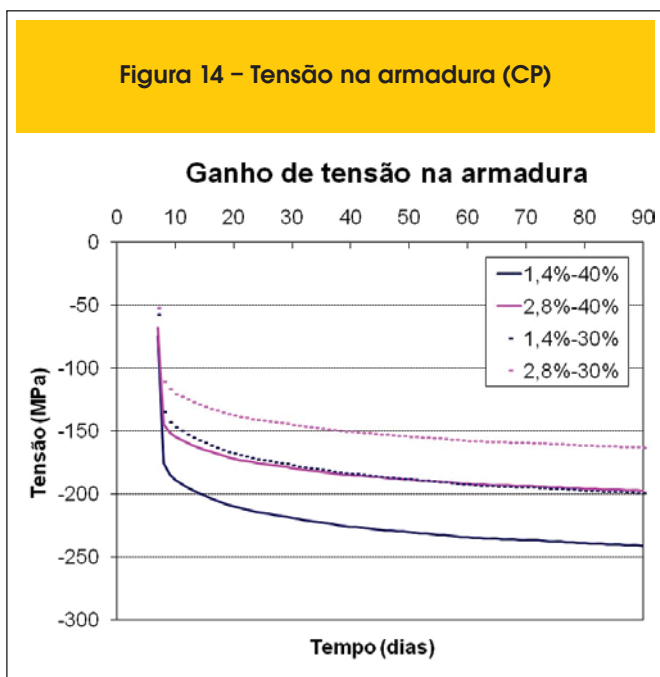
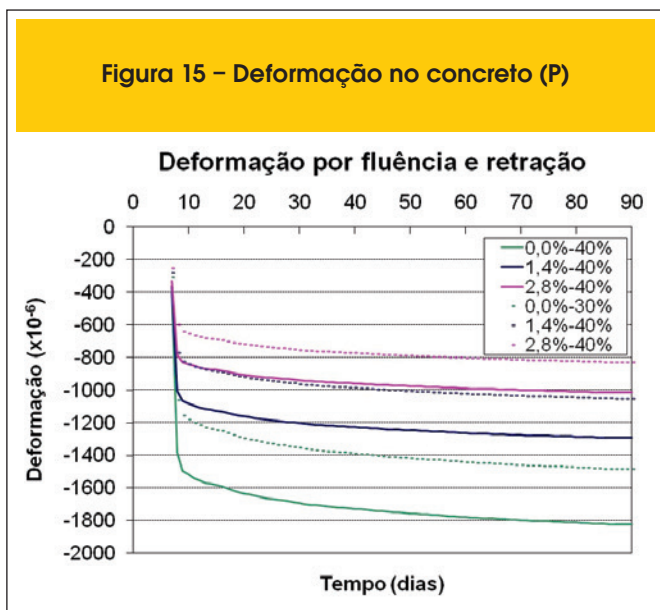


Figura 15 – Deformação no concreto (P)



(Figuras 9 e 10, respectivamente), curva experimental dos corpos de prova (Figuras 13 e 14, respectivamente) e do pilar (Figuras 17 e 18, respectivamente).

Na legenda das figuras a nomenclatura define primeiramente a porcentagem de armadura dos pilares seguida da porcentagem da tensão aplicada. A nomenclatura de cada figura indica a curva de fluência e retração utilizada na simulação: ACI (ACI), corpo de prova (CP) e pilar (P).

O pilar sem armadura apresentou maior deformação por fluência e retração, pois não houve restrição das deformações pela taxa de armadura (Figuras 7, 11 e 15), como já era esperado. Considerando como referência o pilar somente de concreto, a armadura restrin-

giu as deformações do concreto de forma mais significativa no pilar com taxa de armadura de 2,8% do que no pilar com taxa de 1,4%, como pode ser visto na Tabela 6 devido à maior taxa de armadura. Para as curvas da simulação numérica calibradas com as diversas curvas de fluência e retração, foi verificado que houve maior transferência de carga do concreto para a armadura na simulação com a curva experimental do pilar tanto para os pilares taxa de armadura de 1,4% (29%) quanto para aqueles com taxa de armadura de 2,8% (44%), como pode ser visto na Tabela 6. Isto pode ser explicado pelo fato das deformações provenientes desta simulação serem as maiores (Tabelas 7 e 8). Dessa forma, quanto maior as deformações por fluência e retração há uma restrição maior das armaduras às deformações.

Figura 16 – Deformação na armadura (P)

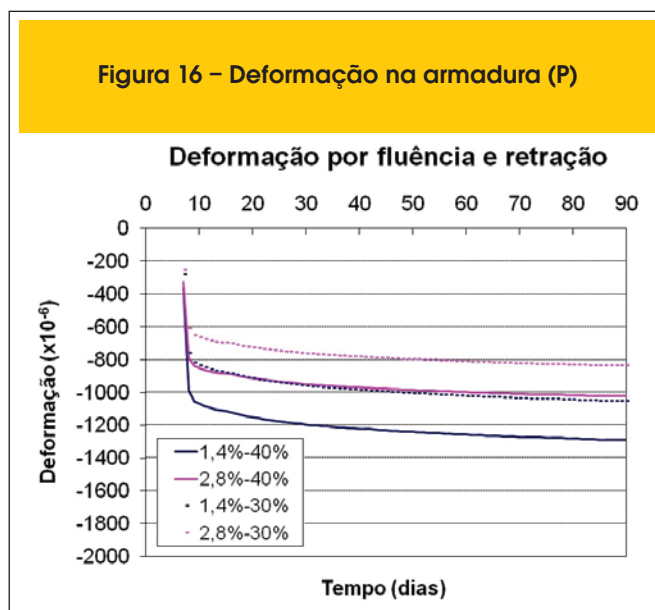


Figura 17 – Tensão no concreto (P)

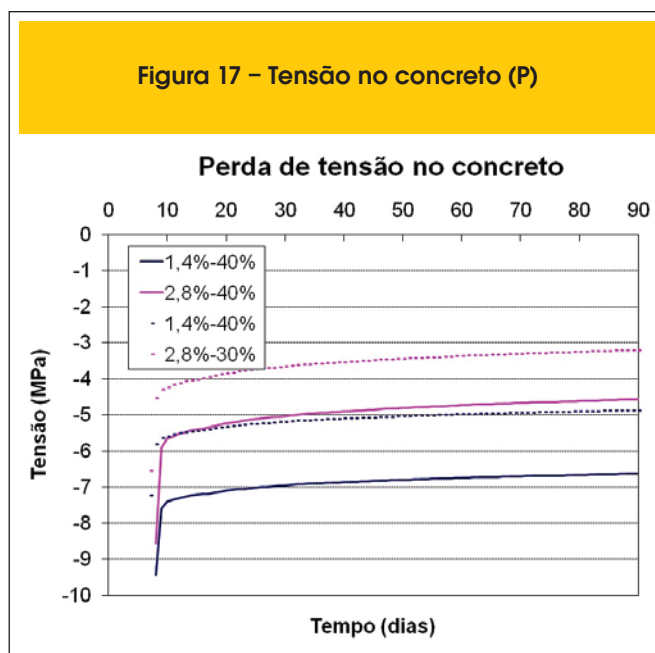


Figura 18 – Tensão na armadura (P)

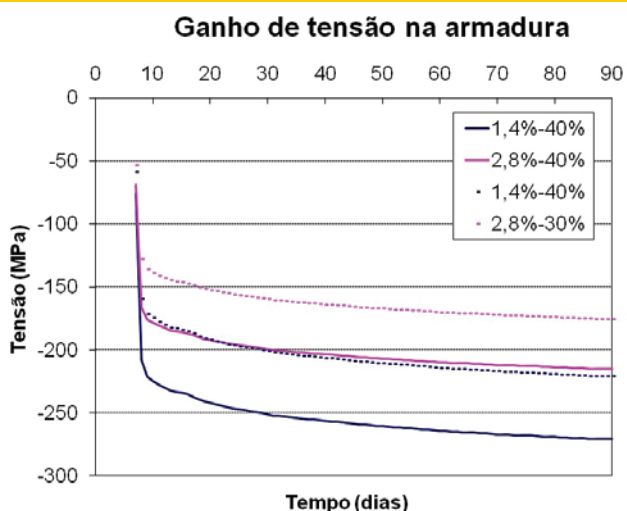


Tabela 6 – Restrição das deformações de fluência e retração devido à taxa de armadura aos 91 dias (%)

Curva calibrada	Taxa de armadura			
	1,4%		2,8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	20	20	33	33
CP	24	24	38	38
Pilar	29	29	44	44

Pode-se notar também que, considerando que as maiores deformações ocorreram nos pilares com 1,4% de taxa de armadura submetidos a 40% de carregamento, nas isobandas de deformação destes pilares há acúmulo de tensões e deformações na base e no topo dos pilares (Figura 19). Entretanto, este acúmulo não influencia nos resultados, uma vez que o elemento da malha escolhido para análise corresponde à meia altura no eixo longitudinal do protótipo, onde há uma distribuição uniforme de tensão e deformação. Os resultados obtidos nesta pesquisa durante o período analisado não superaram os limites de deformação e tensão de escoamento

Tabela 7 – Deformação de fluência e retração aos 91 dias no concreto ($\times 10^{-6}$)

Taxa de armadura	Deformação para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	1076	905	1294	1051	1147	945
2,8%	906	765	1014	826	934	771
0%	1346	1133	1824	1484	1518	1252

Figure 19 – Deformation isoband in the concrete of the column with 1.4% reinforcement ratio, using calibration curves

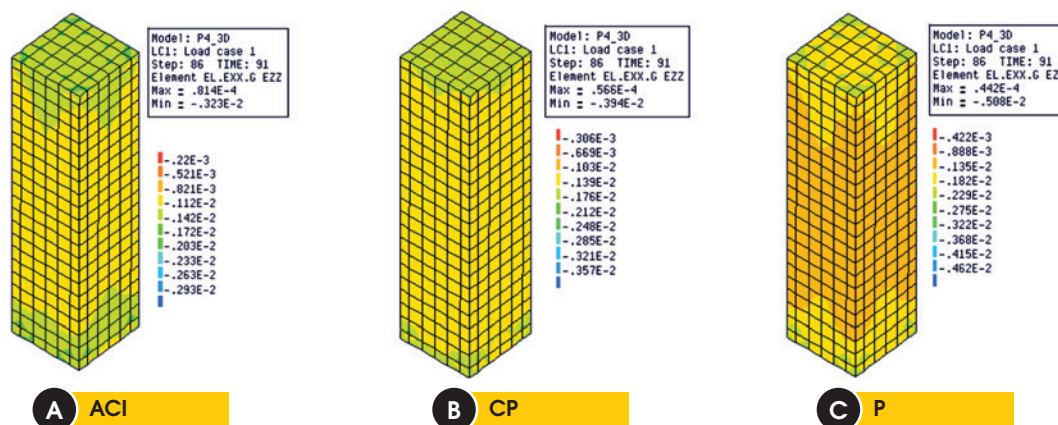


Tabela 8 – Deformação aos 91 dias na armadura ($\times 10^{-6}$)

Taxa de armadura	Deformação para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	1081	911	1289	1050	1149	948
2,8%	911	769	1024	833	940	776

Tabela 9 – Transferência de tensão do concreto para armadura aos 91 dias (%)

Curva calibrada	Taxa de armadura			
	1,4%		2,8%	
	40%	30%	40%	30%
ACI	31	35	51	56
CP	33	36	52	57
Pilar	37	39	57	60

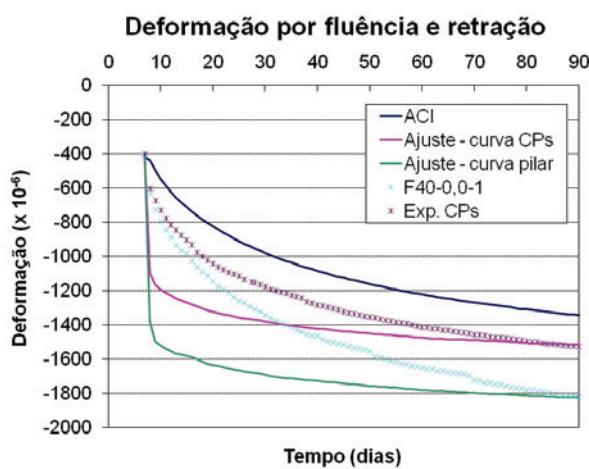
Tabela 10 – Tensão aos 91 dias na armadura (MPa)

Taxa de armadura	Tensão para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	227	191	270	220	241	199
2,8%	191	161	215	175	197	163

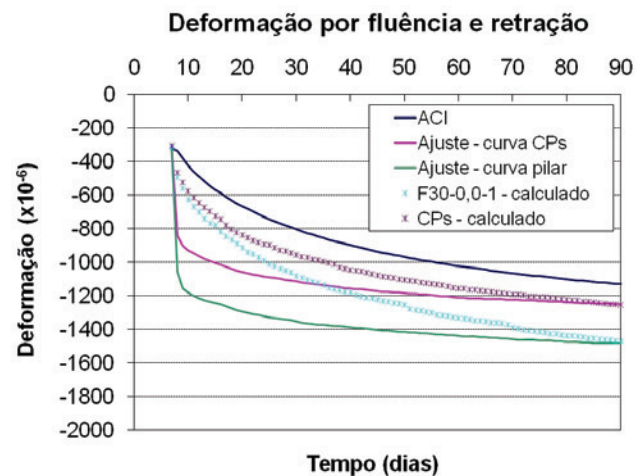
da armadura. As armaduras que apresentam maiores deformações e, conseqüentemente, maiores tensões são os pilares com taxa de armadura de 1,4%. Considerando as curvas das simulações calibradas com as curvas de fluência e retração, a tensão máxima da armadura é de 270 MPa e a deformação máxima é de $1,29\epsilon_{0,01}$ para o pilares com taxa de armadura de 1,4%, calibradas com a curva de fluência e retração do pilar e tensão de carregamento

mento de 40%, como podem ser vistos nas Tabelas 8 e 10. Isso implica que tanto a maior tensão quanto a maior deformação observadas são 62% da tensão de escoamento (435 MPa) e 62% da deformação de escoamento ($\epsilon_{0,01} = 2,07\epsilon_{0,01}$), respectivamente. Como podem ser vistas nas Tabelas 7 e 8, as deformações das armaduras foram muito semelhantes às deformações do concreto correspondente para 91 dias. Isto demonstra que houve boa aderência entre a armadura e o concreto. Portanto, como já era espe-

Figura 20 – Deformação por fluência e retração do protótipo sem armadura ($\times 10^{-6}$)

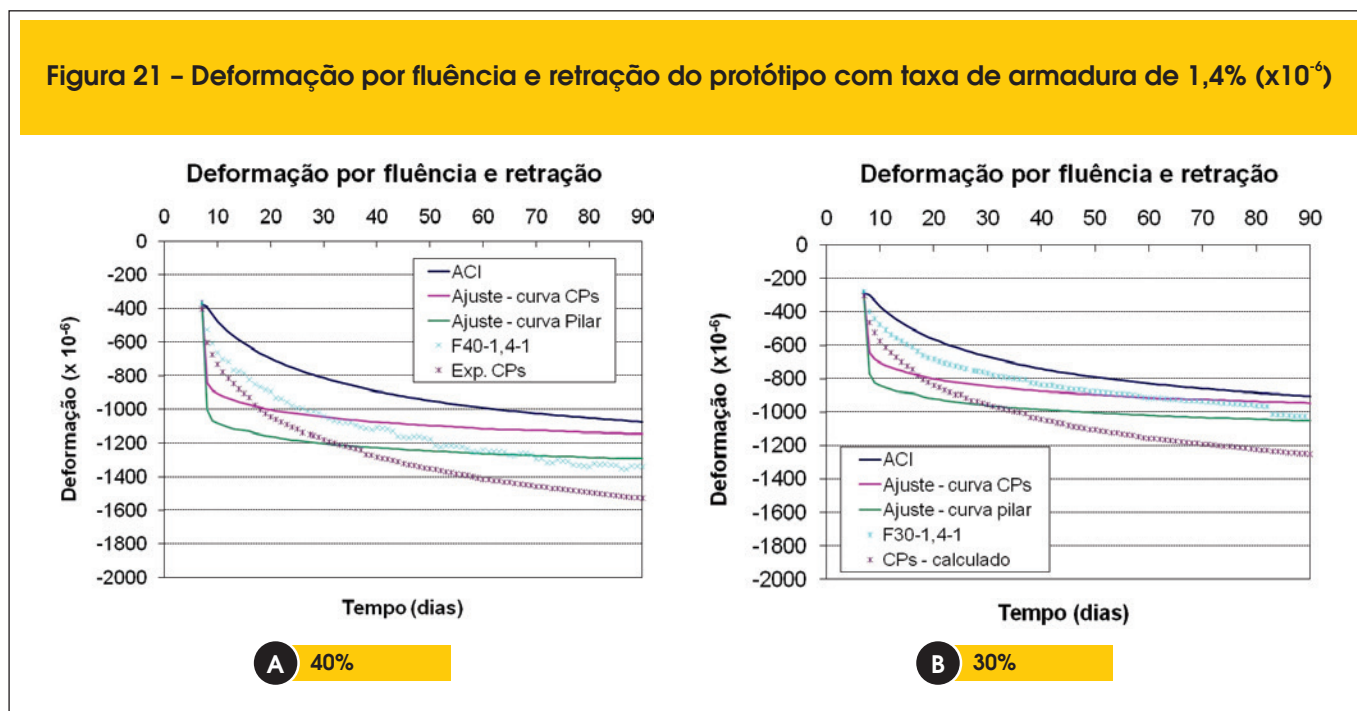


A 40%



B 30%

Figura 21 – Deformação por fluência e retração do protótipo com taxa de armadura de 1,4% ($\times 10^{-6}$)



rado, devido a diferença das características geométricas e do módulo de elasticidade de ambos materiais, as tensões na armadura são superiores as do concreto e não podem ser comparadas com as tensões da armadura.

As tensões no concreto ao longo do tempo para os pilares 1,4% e 2,8% podem ser vistas nas Figuras 9, 13 e 17. Comparando as tensões no concreto para os pilares com taxas de armaduras avaliadas (0%, 1,4% e 2,8%) pode ser notado que ocorreu um alívio

de tensões no concreto devido à presença da armadura. Este alívio foi maior para o pilar de taxa de armadura de 2,8% (55%) do que para a taxa de 1,4% ($\approx 35\%$), como pode ser visto na Tabela 9. É interessante ressaltar que o pilar de taxa de armadura de 2,8% teve um alívio de praticamente metade da tensão a que está submetido, conseqüentemente, tensões foram transferidas para a armadura. Holm e Pistrang [8] verificou que houve um alívio de 44% das tensões no concreto para uma taxa de armadura longitudinal

Figura 22 – Deformação por fluência e retração do protótipo com taxa de armadura de 2,8% ($\times 10^{-6}$)

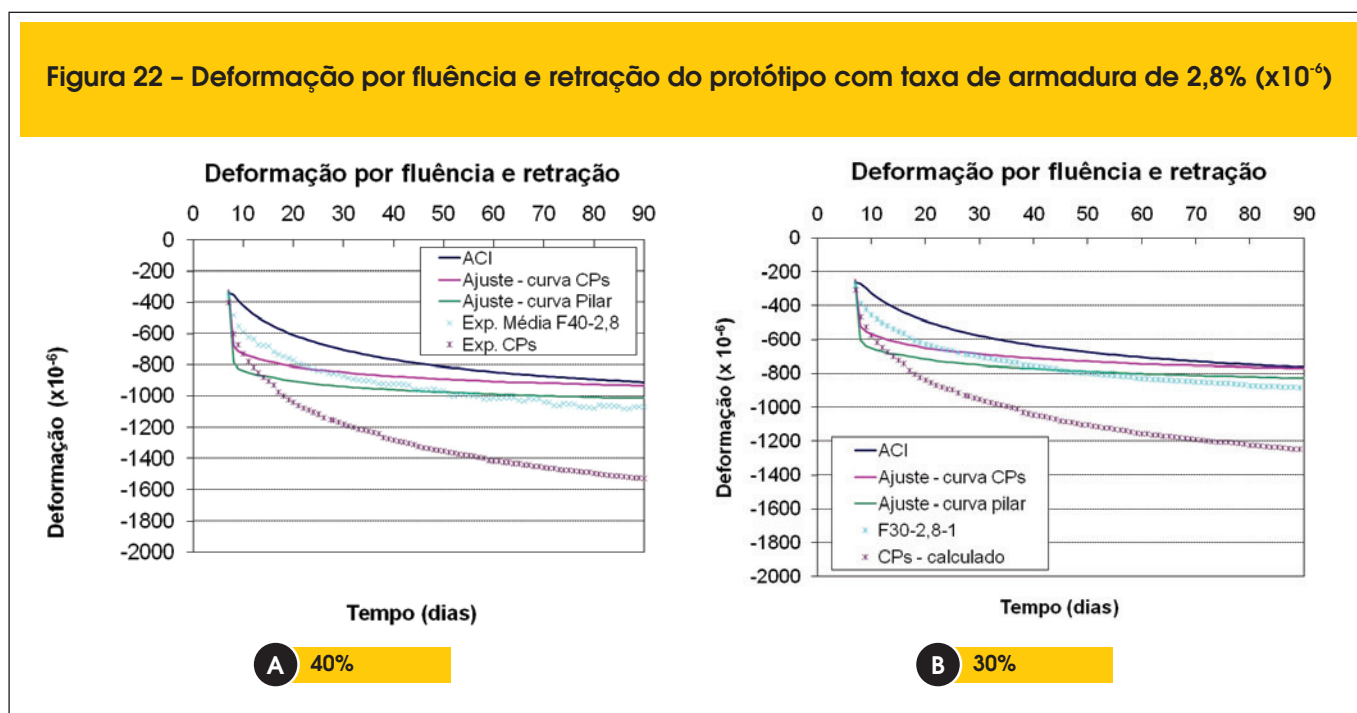


Tabela 11 – Tensão aos 91 dias no concreto (MPa)

Taxa de armadura	Tensão para 91 dias					
	ACI		Pilar		CP	
	40%	30%	40%	30%	40%	30%
1,4%	7,2	5,2	6,6	4,8	7,0	5,1
2,8%	5,1	3,5	4,5	3,2	5,0	3,5
0%	10,5	7,9	10,5	7,9	10,5	7,9

de 3,1%. Também é possível observar que, calibrando a curva da simulação numérica com a curva experimental do pilar, o alívio das tensões é sutilmente maior para ambas as taxas de armadura devido às deformações serem as maiores previstas, como pode ser visto na Tabela 8.

4.2 Análise numérica e experimental

Para a comparação dos resultados numéricos com os experimentais, foi utilizado o indicador estatístico ω_{B3} , que é um coeficiente de variação desenvolvido por Bažant e Baweja [23]. Este coeficiente considera os dados em cada década como um único grupo e cada dado do grupo recebe um peso. O peso é dado para cada ponto baseado na década em que se localiza e no número de pontos existentes na década. Para uma dada população composta por diversos grupos existe um coeficiente de variação que considera todos os grupos de dados denominado $\omega_{B3,all}$.

De acordo com Gardner e Lockman [24] e Videla; Covarrubias e Masana [25], um modelo é considerado capaz de prever as deformações de fluência e retração quando o coeficiente de variação é de aproximadamente 20%. Bažant [22] afirma que o coeficiente de variação adequado para previsão das deformações de fluência (básica e por secagem) é de 23%.

Como não foi ensaiada à fluência do pilar sem armadura com

taxa de carregamento de 30%, a deformação destes protótipos foi calculada a partir do resultado da deformação do protótipo sem armadura carregado a 40%, pois há linearidade entre tensão deformação neste nível de tensão aplicada. Primeiramente, foi determinada a fluência específica do pilar submetido a 40% de carregamento. Em seguida, esta fluência específica foi multiplicada pela tensão de 7,9 MPa, obtendo-se a deformação por fluência do pilar sem armadura a 30%. Somando esta deformação à retração do pilar correspondente, obtém-se a deformação teórica dos pilares armados carregados a 30%. Foram consideradas na Figura 22a as médias das deformações dos protótipos com 2,8% de taxa de armadura.

Como pode ser visto nas Figuras 20a, 20b, 21a, 21b, 22a e 22b, o modelo do ACI subestima tanto as deformações experimentais dos corpos de prova quanto dos protótipos de pilares, indicando sua ineficácia na previsão das deformações. Para 91 dias, a simulação numérica calibrada com resultados experimentais dos corpos de prova é capaz de prever as deformações por fluência e retração experimental dos corpos de prova, mas subestima as deformações dos protótipos de pilares. Isto ocorre, pois a previsão feita a partir dos corpos de prova são inferiores à do pilar sem armadura.

Analisando o coeficiente de variação $\omega_{B3,all}$ (Tabela 12), tanto o modelo do ACI quanto as curvas calibradas utilizando resultados experimentais dos pilares e dos corpo de prova não preveem as deformações experimentais de fluência, pois apresentam coeficientes de variação superiores a 23%, recomendado por Bažant [22].

Entretanto, é possível notar que, apesar das curvas calibradas com os resultados experimentais do protótipo superestimarem as deformações por fluência e retração ao longo de quase todo o tempo, apresentando coeficiente de variação (29%) maior que das outras simulações (Tabela 12), são capazes de prever as deformações experimentais para 91 dias dos pilares estudados. Isto pode ser comprovado, comparando os resultados experimentais aos 91 dias de deformação (Tabela 13) com os resultados da simulação numérica (Tabela 7). Em média, as taxas de armadura de 2,8% e 1,4% restringiram 41% e 28% às deformações no concreto aos 91 dias, respectivamente (Tabela 14). Portanto, os resultados ex-

Tabela 12 – Coeficientes de variação ω_{3b} e $\omega_{allB,3}$ para protótipos de pilares (%)

Taxa de armadura	Dados	Tensão	Curva calibrada		
			ACI	Pilar	CP
1,4%	Exp. Pilar	40%	23,4	22,5	18,5
	Exp. Pilar	30%	13,8	27,0	16,7
	Exp. CP	40%	34,0	20,5	25,2
	Exp. CP	30%	32,4	20,3	24,9
2,8%	Exp. Pilar	40%	19,4	16,6	15,1
	Exp. Pilar	30%	19,4	16,6	15,1
	Exp. CP	40%	45,3	33,7	39,5
	Exp. CP	30%	39,3	34,3	39,3
0%	Exp. Pilar	40%	30,0	29,3	21,3
	Exp. Pilar	30%	27,1	28,1	19,7
	Exp. CP	40%	16,3	44,0	21,4
	Exp. CP	30%	14,4	41,7	20,2
		$\omega_{allB,3}$	28	29	24

Tabela 13 – Deformação experimental da armadura e do concreto ($\times 10^{-6}$) aos 91 dias

Pilar	Tensão (MPa)		Deformation ($\times 10^{-6}$)		Diferença de deformação (%)
	Armadura	Concreto	Armadura	Concreto	
F40-2,8-1	225,1	4,63	1148	1072	6,6
F40-2,8-2	215,1	5,04	1125	1027	8,7
F40-1,4-1	282,5	6,7	1371	1345	1,9
F30-2,8-1	185,0	3,2	895	885	1,1
F30-1,4-1	215,5	5,1	1088	1028	5,5
F40-0,0-1	–	10,5	–	1820	–
R-2,8-1	–	–	–	273	–
R-1,4-1	–	–	–	327	–
R-0,0-1	–	–	–	377	–

perimentais são muito semelhantes aos obtidos numericamente (44% e 29%) a partir da curva experimental do pilar para as taxas de armadura de 2,8% e 1,4%. A partir desta comparação é possível concluir que a simulação que melhor prevê tanto as tensões quanto as deformações para 91 dias é aquela calibrada com os resultados experimentais dos pilares.

Provavelmente, as curvas calibradas com resultados experimentais superestimaram as deformações por fluência e retração ao longo do tempo, pois o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain utilizado para representar a fluência no Diana 9.3 [13] não é capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo. Haveria a necessidade da implementação no Diana 9.3 [13] de um modelo viscoelástico mais representativo do efeito da fluência como, por exemplo, o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain com cinco camadas (FAIRBAIRN; LONGO e ZHENG [26]).

5. Conclusões

A partir dos resultados experimentais e da simulação numérica dos protótipos de pilares é possível concluir que:

- Apesar da curva calibrada com os resultados experimentais do pilar sem armadura superestimar as deformações por fluência e retração no início da previsão, aos 91 dias é capaz de prever as tensões e deformações experimentais dos protótipos com ambas as taxas de armadura, 1,4 e 2,8%;
- As simulações que utilizaram o modelo do ACI disponível no Diana 9.3 subestimaram as deformações experimentais, demonstrando que o modelo não é capaz de prever as deformações;

- As simulações calibradas com a curva experimental dos corpos de prova não foram capazes de prever as deformações dos protótipos de pilares, principalmente submetidos à tensão de 40%. Como as simulações com tensão a 30% foram muito próximas, a calibração com a curva dos corpos de prova também se aproximou dos resultados experimentais;
- O programa demonstra ser uma ferramenta de potencial para previsão das deformações ao longo do tempo, embora não seja capaz de reproduzir o comportamento do concreto ao longo do tempo. Provavelmente, as curvas calibradas com resultados experimentais superestimaram as deformações por fluência e retração, pois o modelo viscoelástico de Maxwell-Chain utilizado não representa a fluência do concreto no Diana 9.3. Haveria a necessidade da implementação no Diana 9.3 de um modelo viscoelástico mais representativo e eficaz do efeito da fluência.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem a Fundação de Amparo a Pesquisa (FAPESP) pelo financiamento do projeto e o apoio oferecido pela Engemix por disponibilizarem os materiais, estrutura laboratorial e pessoal capacitado.

7. Referências bibliográficas

- [01] AL-MANASSEER, A., LAM, J. P. Statistical evaluation of shrinkage and creep models. ACI Materials Journal, May-June, 2005; p. 170-176.

Tabela 14 – Restrição das deformações de fluência e retração devido à taxa de armadura aos 91 dias (%)

Tensão	Taxa de armadura (%)	Restrição da deformação pela armadura (%)		
		Fluência	Retração	Fluência + Retração
40%	2,8	46	28	42
40%	1,4	29	13	26
30%	2,8	45	28	40
30%	1,4	36	13	31

- [02] ALMEIDA, L. C. Identificação de parâmetros estruturais com emprego de análise inversa, Campinas, 2006. Tese (doutorado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 192 p.
- [03] RÜSCH, H.; JUNGWIRTH, D.; HILSDORF, H. K. Creep and shrinkage – their effect on the behavior of concrete structures. New York: Springer-Verlag, 1983.
- [04] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto, São Paulo: Pini, 1997.
- [05] MAUCH, S. Effect of creep and shrinkage on the capacity of concrete columns. *In: Symposium on Reinforced Concrete Columns 61st annual convention, 1965, San Francisco, California*, pp. 299-324.
- [06] CASTRO, J.T.P.; VIEIRA, R.D.; SOUSA, R. A.; MEGGIOLARO, M. A.; FREIRE, J.L.F. Time-dependent Residual Stresses in Reinforced Concrete Columns. *In: Proceedings of the XI International Congress on Experimental and Applied Mechanics, Orlando, USA: Bethlen, 2008*.
- [07] TAKEUTI, A. R. Comportamento resistente imediato e ao longo do tempo de pilares reforçados por meio de encamisamento com concreto de alto desempenho, São Carlos, 2003, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 277 p.
- [08] HOLM, T. A.; PISTRANG, J. Time-dependent load transfer in reinforced lightweight concrete columns. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 63, nº11, November, 1966.
- [09] BATHE, K.J. Finite Element Procedures. Prentice Hall, Inc., New Jersey, 2006.
- [10] NIE J., FAN J.; CAI C. Stiffness and deflection of steel-concrete composite beams under negative bending. *Journal of Structural Engineering ASCE* 2004; p.1842-51.
- [11] JENDELE L.; CERVENKA J. Finite element of reinforcement with bond. *Computer Structural*, 2006, 84; p. 1780-91.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI209-82. Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures, 1982.
- [13] WITTE, F.C. DIANA User's Manual. Release 8.1, TNO DIANA BV, 2ed, Teach, 2004.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - NBR6118. Rio de Janeiro, 2004.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – NBR5738. Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da fluência – NBR8224. Rio de Janeiro, 1983.
- [17] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code, 1990.
- [18] NEDERLANDS NORMALISATIE-INSTITUUT. TGB 1990 Regulations for Concrete - Structural Requirements and Calculation Methods. Tech. Rep. NEN 6720, 1995.
- [19] JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Japan Concrete Specification - JSCE, 1999.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI318-05: Building code requirements for structural concrete, 2005.
- [21] CARREIRA, J. D.; BURG, R. G. Testing for Concrete Creep and Shrinkage. *In: The Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural Design Effects, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.381-420*.
- [22] BAŽANT, Z. P., Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future. *Nuclear Engineering and Design*, 2001, p. 27-38.
- [23] BAŽANT, Z.P.; BAWEJA, S. Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures (Model B3). *In: Adam Neville Symposium: Creep And Shrinkage Of Concrete - Structural and Design Effects, ACI Special Publication SP194, Michigan, USA: Farmington Hills, 2000, p.1-73*.
- [24] GARDNER, N. J.; LOCKMAN, M. J. Design provisions for Drying Shrinkage and creep for normal-strength concrete. *ACI Materials Journal*, n.98, 2001, p. 159-167.
- [25] VIDELA, C. C.; COVARRUBIAS, J. P.; MASANA, C. Updating concrete drying-shrinkage prediction models for local materials. *ACI Materials Journal*, n. 101, May-June, 2004, p. 187-198.
- [26] FAIRBAIRN, E. M. R.; LONGO, H. I.; ZHENG, R. Formulação diferencial do problema da relaxação do concreto - estudo teórico experimental. *In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 24, Porto Alegre, v.2, 1987m p. 103-117*.

Surface treatment of concrete test specimens subjected to compression

Tratamentos superficiais em corpos de prova de concreto submetidos à compressão



J. A. CHIES^a
josuchies@hotmail.com

A. B. ROHDEN^a
abrcivil@gmail.com

L. C. P. SILVA FILHO^a
lcarlos66@gmail.com

Abstract

The technological control of concrete can only be considered a quality control procedure when all its steps are followed properly. Compressive strength testing plays a critical role in the technological control of concrete structures and in the technological development of concrete. The aim of this study is to select the most suitable preparation technique for conventional and high-strength concrete by analyzing mean strength, standard deviation and coefficients of variation. Test specimens with compressive strength ranging from 20 to 120 MPa were prepared in a laboratory and were then subjected to seven different types of surface treatment, using bonded, unbonded and mechanical wear (grinding) systems. Results show that the most effective technique is grinding using a rigid head. The performance of unbonded system was also suitable for use with conventional and high strength concrete.

Keywords: surface treatment, test specimens, compressive strength.

Resumo

O controle tecnológico do concreto só pode ser considerado um procedimento de qualidade, quando todas as suas fases são realizadas adequadamente. O ensaio de resistência à compressão tem importância incontestável no controle tecnológico das estruturas de concreto bem como no desenvolvimento tecnológico do material. O presente trabalho tem como objetivo eleger a técnica de preparação mais adequada para concretos de resistência convencional e de alta resistência através da análise da resistência média, do desvio padrão e do coeficiente de variação. Para isso foram produzidos em laboratório concretos com resistência à compressão de 20 a 120 MPa. Estes foram submetidos a sete tratamentos superficiais diferentes, utilizando o sistema aderido, não aderido e por desgaste abrasivo. Como resultado constatou-se que a técnica mais eficiente é o desgaste mecânico por disco rígido. O desempenho do sistema não aderido também foi considerado adequado para concreto convencional e de alta resistência.

Palavras-chave: tratamentos superficiais, corpos de prova, resistência à compressão.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

Item nine of Brazilian standard ABNT NBR 5738 (2003) highlights the importance of the process used to prepare the ends of cylindrical test specimens for axial compressive strength tests. This standard lists three procedures in the preparation: leveling with cement paste, capping and grinding. The standard also lists other procedures that can be used as long as the results are first assessed by statistical comparison and are compatible with those obtained in capped test specimens using conventional processes.

To ensure that the compressive strength of concrete samples is determined correctly, it is necessary to ensure an even distribution of the load applied by the bearing blocks on the contact surface of the test specimen. In order to minimize the effect of eccentric loads, ASTM C 39 (2003) determines that the ends of test specimens should be sawed or ground so that they are plane within 0.05 mm. In addition, the ends of test specimens must not depart from perpendicularity to the axis by more than 0.5°. From this perspective, cubic test specimens offer an advantage over cylindrical specimens, as it is easier to obtain at least two parallel surfaces from the six sides of a cube. This aspect is particularly important in high strength concrete as capping, which is the most common method to prepare the ends of test specimens, can break before the concrete (HANSEN et al. 1996).

Most surface treatment techniques fall into three categories: bonded systems (sulfur or cement mortars), unbonded systems (metallic caps with a retained elastomeric pad or wooden plates) and mechanical abrasion systems (grinding with discs or cutting with circular saws), as reported in the literature. Each of these techniques results in different final strengths and for this reason, the most suitable type of treatment for each case should be indicated (TORALLES-CARBONARI, 1996; MINDESS, 1994).

There is consensus in the international literature that the use of sulfur mortar caps in cylindrical test specimens offers good results in concrete with strength below 70 MPa. However, when higher strengths are required, mechanical grinding of the ends of the test specimens is recommended (TORALLES-CARBONARI, 1996; DE LARRARD, 1996; HANSEN et al., 1996; AİTCIN, 1989; PISTILLI; WILLEMS, 1993; BURG; OST, 1992).

In the last five years, several studies in Brazil have discussed this issue, with a particular focus on conventional strength concrete (up to 50 MPa). However, there is yet no consensus on the subject nor has there been a comprehensive discussion on the effectiveness of the different systems and techniques available for use with high strength concrete.

These studies have compared, for instance, the performance of sulfur mortar caps versus grinding. Most researchers conclude that sulfur mortar caps yield better results (BARBOSA, 2009; RUDUIT, CREMONINI, 2009; BARBOSA, OLIVEIRA, 2010), but some claim that is the preferred choice (ZANETTI, 2009). There are also some studies that suggest that both systems are equally effective (SILVA, et al., 2011.a).

Some comprehensive studies have compared the performance of the three systems available: bonded, unbonded and grinding system. Still, no consensus has emerged on the best technique. Some demonstrate that the use of neoprene caps with a retainer offers best results (JERÔNIMO, et al., 2011) while others claim that the neoprene technique is only recommended for concrete with strengths below 40 MPa and that for higher strengths other

systems should be used (MENEZES, CABRAL, 2012). One author proposes that two different systems should be used together, i.e. grinding and the use of neoprene caps with retainers (LOPES, et al., 2012).

This shows that in Brazil, unlike what is observed in other countries, there is yet no consensus on the efficiency of the surface treatment techniques that should be used with cylindrical test specimens of conventional concrete, let alone for high strength concrete.

It should be pointed out that several other aspects related to this issue have been addressed by different studies, such as: test specimen size (VIEIRA, et al., 2008; SILVA, et al., 2010; ARAÚJO, GUIMARÃES e GEYER, 2012); the influence of the degree of saturation of the test specimen (VIEIRA, 2012); the influence of different operators in the final result (GOMES, et al. 2010). In addition, there are also studies in Brazil that make use of construction site data and highlight the importance of preparing the ends of test specimens in a suitable manner (ZANETTI, 2009; SILVA, et al., 2010.a; SILVA, et al., 2010.b; LEITÃO, PAMPLONA e CABRAL, 2010; GOMES, et al., 2010; CUNHA e SOARES, 2011; GOMES, LIMA e ASSIS, 2011; SILVA, et al., 2011.b).

1.1 Justification

This study aims to analyze the suitability of different systems and the corresponding techniques used to prepare the ends of test specimens according to their respective compressive strength values, given that there is limited awareness of this issue in Brazil.

2. Materials and experimental program

2.1 Materials used

2.1.1 Cement

High initial strength Portland cement (specific mass = 3.11 kg/dm³) was used to cast the test specimens (CPV – ARI). CPV – ARI is the grade with the lowest concentrations of additions (Brazilian standard ABNT NBR 5733, 1991) and the most suitable for the preparation of high strength concrete.

Table 1 shows the chemical composition of the cement types used, the manufacturer's data and the requirements of the applicable Brazilian standard.

Table 2 lists the physical properties of the cement types used, the manufacturer's data and the requirements of the applicable Brazilian standard.

Table 1 – Chemical properties of cement

Properties (% b/w)	CPV – ARI (manufacturer)	Brazilian Standard ABNT NBR 5733/91 requirements
MgO	3.01	≤6.50
SO ₃	4.26	≤4.50
Loss on ignition	3.90	≤4.50

Table 2 – Physical properties of the cement used

Assessed characteristics	CP V – ARI (manufacturer)	Brazilian Standard ABNT NBR 5733/91 requirements
Bulk density (cm ³ /g)	3.10	–
Expansion (mm)	0.0	≤5.0
Setting time (h:min) Initial	02:55	≥01:00
Setting time (h:min) Final	04:35	≤10:00
Consistency (%)	–	–
Blaine fineness (cm ² /g)	4970	≥3000
Percentage retained in #200µm sieve	0.16	≤6.0
Percentage retained in #3250µm sieve	1.44	–

2.1.2 Fine aggregate

Quartz sand with bulk density = 2.62 g/cm³ (Brazilian standard ABNT NBR NM 52) and maximum particle size = 4.8 mm and fineness modulus = 2.4 (Brazilian standard ABNT NBR NM 248).

2.1.3 Coarse aggregate

The coarse aggregate used was crushed basalt with bulk density = 2.90 g/cm³, (Brazilian standard ABNT NBR NM 53 (2003)), maximum particle size = 25 mm and shape index 2.66 (Brazilian standards ABNT NBR NM 248 (2003) and ABNT NBR 7809 (1983), respectively).

2.1.4 Water

Fresh mains water from the city of Porto Alegre, RS, was used.

2.1.5 Superplasticizer

A superplasticizer was used in the compositions with lower water/binder ratios to produce high strength concrete. A third-generation polycarboxylate based additive with bulk density = 1.087 g/cm³ and 40% solids content.

2.1.6 Silica fume

Silica fume was only used in high strength concrete mixes. Silica

fume has bulk density = 2.20 kg/dm³, specific surface 20,000 m²/kg and average particle size 0.2 mm, according to the manufacturer's data sheet.

2.2 Methodology

Concrete compositions were prepared using two different methods. Those mixtures with w/b ratios 0.80; 0.70; 0.60 and 0.40 were proportioned according to the procedures set in method ACI 211 (1991). Concrete mixes with w/b ratios 0.27 and 0.2 followed the method proposed by Metha and Aitcin (1990). The proportions and w/b ratios are listed in table 3.

Concrete was mixed in an inclined axis revolving concrete mixer, with a capacity of 250 l. Each composition was prepared in a single batch. 35 cylindrical test specimens measuring 10 cm across and 20 cm high were molded, following the procedures of Brazilian standard ABNT NBR 5738/03. Before casting the test specimens, slump was determined according to Brazilian standard ABNT NBR NM 67 (1998), and results are shown in table 3.

After casting, test specimens were wrapped in moist burlap bags and stored at room temperature and humidity for 24 hours, when they were removed from the molds and submerged in a tank with saturated lime solution at 23±2°C, from where they were removed one day before testing. On the day of the test, the ends of the test specimens received different types of preparation and then had their compressive strength tested.

The surfaces of the test specimens were prepared using three bonded techniques: pure sulfur (AEP), reused sulfur (AER) and sulfur

Table 3 – Mix compositions and w/b ratios

Proportion	Materials kg/m ³					w/b ratio	Slump mm
	Cement	Silica fume	Fine aggregate	Coarse aggregate	Superplasticizer		
1:3.99:4.92	230	–	918	1131	–	0.80	100
1:3.33:4.30	263	–	8191	1131	–	0.70	170
1:2.79:3.69	307	–	854	1131	–	0.60	170
1:2.18:3.07	368	–	804	1131	–	0.50	170
1:1.58:2.45	460	–	776	1131	–	0.40	120
1:0.95;1.23:2.22	527	50	650	1169	5.26	0.27	140
1:0.95;1.05:2.07	582	56	615	1205	7.00	0.20	140

prepared according to standard NM 77 (1996) (AEN); two unbonded system techniques: retained neoprene pad with shore hardness 60 (NAN60) and shore hardness 70 (NAN70); and two grinding techniques: rigid wheels (RRDR) and flexible wheels (RRDF). Five test specimens were cast for each type of treatment, resulting in a total of 245 cylindrical test specimens. For each w/b ratio, three cubic test specimens were prepared, for a total of 21 test specimens. These were tested with no surface treatment and were used as a control for comparison with the other treatment methods.

2.2.1 Mechanical grinding systems

The mechanical grinding process is outlined in Brazilian standard ABNT NBR 5738 (2003). However, there are different types of equipment that can be used to achieve this. To check whether the differences between different types of equipment and their correct use can affect results, two different grinding devices available in Brazil were used in these tests.

The first is a rigid wheel grinder (RRDR). This device is equipped with a capsule fitted with a mechanical arm that clamps the test specimen in place to ensure the perpendicularity between the diamond grinding wheel and the side of the test specimen. The major advantage of this configuration of this device is that it allows users to set the height of the cutting disk at small intervals. This way, thin layers can be removed per pass until a flat smooth surface is obtained. In order to minimize the effects of vibration, which may affect compressive strength results, the head with the diamond wheel should be advanced slowly and gradually, to remove one layer at a time. Figure 1 shows some of the characteristics of the RRDR device.

The second type of device is a flexible wheel grinder (RRDF), which is the most commonly used equipment. This device is fitted with an angle iron here the test specimen is placed on its side. The operator uses a manual or pneumatic lever to hold the test specimen in place. The basic process for both types of device is

the same, i.e. a diamond wheel. One difference is that the clamping system of RRDF grinders is less effective. In addition, this type of equipment does not allow users to adjust the movement of the head or the test specimen with the same degree of precision allowed by RRDR devices. However, the major difference between these devices is the lower rigidity of RRDF grinder, which is directly associated with the planeness defects reported by Ruduit, Cremolini, (2009) and Zanetti (2009). As RRDF grinders are less rigid, the motor produces differential vibration between the grinding disk and the test specimen.

The less rigid the equipment is, the thicker the layer of concrete removed from the test specimen and the lower the rotation of the equipment motor, the stronger the vibration in the assembly.

2.2.2 Bonded systems

Bonded systems include a number of different techniques, such as the use of cement paste, epoxy resins and the most traditional method, the use of sulfur. Sulfur poses some health hazards. When heated, it releases toxic SO₂, a powerful irritating agent to the respiratory tract. This gas is hazardous because it combines with water vapor and oxygen in the air to form sulfuric acid inside the lungs (AMORIM et al., 2007; RUDUIT, CREMONINI, 2009; AGUIAR, ARAÚJO e GEYER, 2009; BARBOSA e OLIVEIRA, 2010; LIMA, BASSANI e ALMEIDA JÚNIOR (2010). However, this technique is still used as it is included in a testing standard and it is easy to use, as sulfur builds strength fast and thus increases productivity.

This study used three techniques. The first was the use of sulfur mortar as prescribed by Brazilian Standard ABNT NM 77 (1996). This standard mandates the use of a mixture with 75% powder sulfur, 20% inert material (kaolin or filler) and 5% powder graphite (AEN), at 130°C (figure 3). At this temperature, the consistency of the sulfur mortar allows for good homogeneity with no precipitation of material at the bottom of the ladle and a suitable viscosity for application.

Figure 1 – Test specimen grinding with RRDR type grinder (B) and rigid diamond wheel (A)

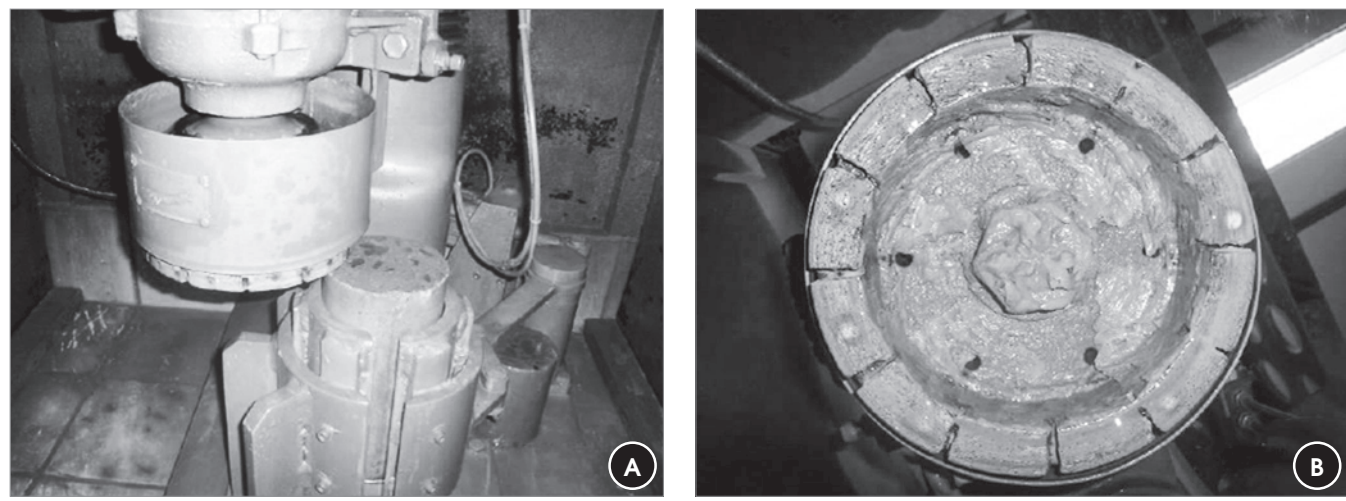
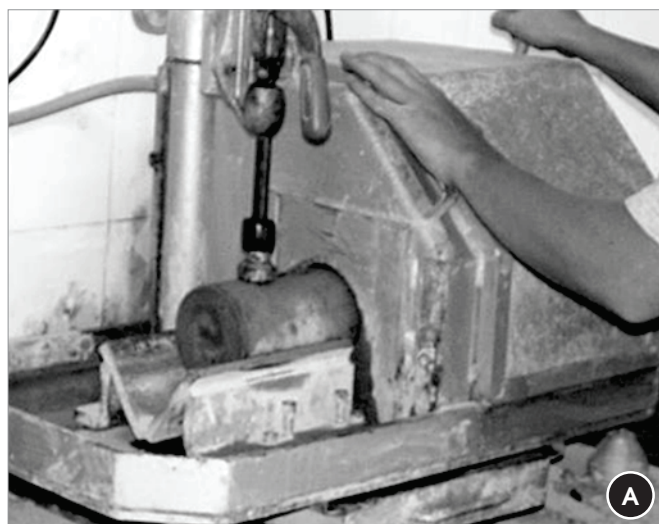


Figure 2 – Test specimen grinding in RRDF grinder (B) and flexible diamond wheel (A)



After capping, the test specimens were placed on a clean surface, where they were kept for a minimum of 2 hours for conventional strength concrete and 16 hours for high strength concrete.

The second bonded technique consisted of the use of pure sulfur mortar (AEP). The method followed the same procedure used with AEN, with the only difference being the mixture composition, which was prepared only with plain molten sulfur. Pure sulfur was found to be considerably more fluid than the mixture specified in Brazilian Standard ABNT NM 77 (1996).

The third bonded technique was the use of recycled sulfur (AER).

In this method, the sulfur mortar used in test specimens is collected after the samples are tested, and then melted.

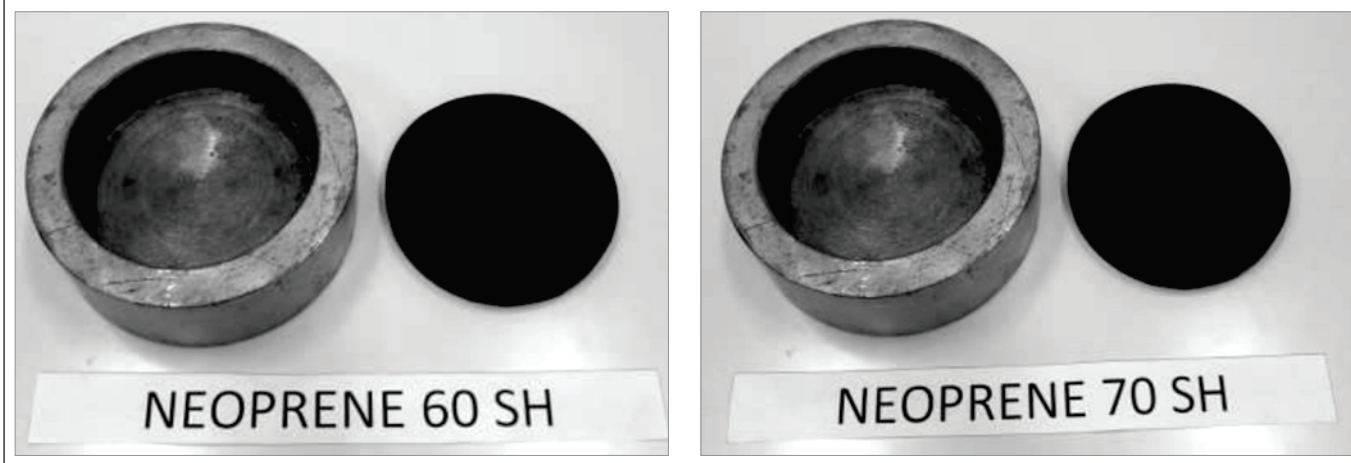
2.2.3 Unbonded systems

The use of unbonded systems, such as neoprene, has gained increased acceptance in companies and laboratories that work with technological control. ASTM C 1231 (2000) provides guidelines for the test, such as the nominal hardness to be used for each range of compressive strength: pads with Shore hardness 60 (NAN60) are recommended for concrete with strength between 10 and 50 MPa,

Figure 3 – Temperature of the sulfur mixture (A) (left) and capping of test specimen (B)



Figure 4 – Neoprene pads with different Shore hardness used in the study



while disks with Shore hardness 70 (NAN70) are used with concrete with strength between 28 and 80 MPa.

Neoprene disks measuring 104 mm across and 10 mm thick were used. In order to minimize the effect of wear in the disks, each disk was used 5 times only, i.e. a new disk was used with each

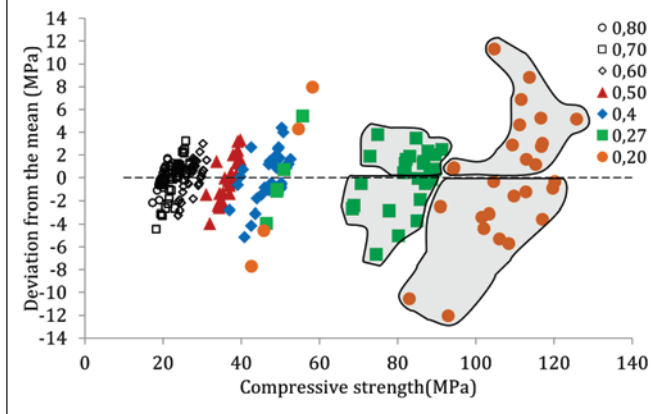
combination. A pair of retaining cups was used to prevent excessive deformation of the neoprene, as figure 4 shows. One pad was used for the bottom end of the test specimen and another for the top end.

In addition to the use of neoprene pads, other unbonded tech-

Table 4 – Individual compressive strength results

Surface treatment	Water/binder ratio													
	0.80		0.70		0.60		0.50		0.40		0.27		0.20	
AEP	20.3	18.4	21.5	23.3	23.9	28.2	34.4	39.0	44.1	47.2	68.5	68.7	113.7	101.5
	20.5	19.4	19.4	25.7	29.4	23.9	37.3	37.4	40.8	50.4	70.6	73.1	104.6	92.8
	18.8	-	22.5	-	30.1	-	36.8	-	47.4	-	74.9	-	111.7	-
AER	20.3	21.1	24.4	23.3	24.9	27.8	31.0	-	40.6	42.5	51.1	49.2	54.7	42.6
	19.9	18.9	23.5	21.5	26.7	27.2	33.9	-	40.0	39.2	49.4	55.8	58.3	-
	17.4	-	23.7	-	24.3	-	-	-	37.1	-	46.4	-	45.8	-
AEN	19.0	21.2	23.3	25.3	25.1	27.7	35.3	39.1	50.8	45.4	77.7	-	94.3	94.4
	19.3	18.9	24.2	-	26.0	23.8	40.0	34.5	49.4	46.0	82.3	-	104.8	83.0
	19.1	-	19.9	-	26.7	-	34.3	-	42.7	-	81.9	-	91.0	-
NAN60	19.9	20.7	23.9	18.2	26.5	28.6	37.3	37.4	47.1	49.9	89.4	85.0	115.3	116.8
	20.4	21.5	23.7	25.0	24.2	27.7	35.4	38.9	47.8	49.1	89.6	88.7	117.1	108.4
	19.8	-	22.6	-	28.1	-	38.9	-	47.3	-	91.3	-	112.9	-
NAN70	20.6	21.0	20.6	23.6	28.3	27.4	37.0	38.0	49.7	52.0	88.4	87.3	109.8	112.9
	20.4	19.9	22.0	25.6	24.6	26.3	38.7	40.0	51.6	50.3	85.7	89.7	116.6	-
	21.9	-	23.9	-	27.2	-	38.1	-	50.2	-	87.1	-	106.0	-
RRDR	19.9	20.2	24.3	21.4	27.8	29.0	37.1	37.1	50.1	52.2	86.5	86.8	120.3	125.8
	19.9	19.6	24.5	23.8	31.1	29.8	37.3	37.9	50.1	52.7	80.3	85.3	117.1	119.7
	20.7	-	24.4	-	30.2	-	39.3	-	50.2	-	87.7	-	120.3	-
RRDF	22.3	20.7	27.0	23.0	29.6	30.0	34.6	37.9	48.7	49.6	81.6	74.5	111.2	102.1
	21.5	19.0	26.0	25.5	29.1	28.9	39.1	35.9	48.8	43.8	84.7	83.1	103.4	-
	21.4	-	26.8	-	30.3	-	32.0	-	43.8	-	82.1	-	109.4	-
Control	21.2	-	25.6	-	32.0	-	42.5	-	52.9	-	88.1	-	117.5	-
	21.0	-	25.3	-	31.1	-	40.5	-	54.8	-	90.4	-	121.0	-
	20.9	-	25.9	-	31.6	-	41.8	-	56.9	-	95.8	-	132.8	-

Figure 5 – Relative deviation of each single value for the mean value of each combination vs. the compressive strength of each single measurement



niques are reported in the literature, such as the use of wood plates (AMORIM et al., 2007; LIMA, BASSANI E ALMEIDA JÚNIOR, 2010) and retained sand (LIMA, BASSANI E ALMEIDA JÚNIOR, 2010). Compressive strength tests were performed according to Brazilian Standard ABNT NBR 5739 (1994) in a Shimadzu 2.000 kN press and a stress rate of 0.45 MPa/s, which was kept constant throughout the test.

3. Results and discussions

Results were first presented in terms of individual strength values, as shown in table 4. Absolute deviations were analyzed, and the analysis of variance of the experimental data was shown. Following that, the mean values for compressive strength for each type of surface treatment and for the different concrete compositions were compared. The standard deviations for each strength level and the coefficient of variation were also analyzed.

Figure 5 shows the residual deviation of the individual values in relation to the mean value for each combination. This graph was included as it highlights an important aspect: the range of variation of the deviation values increased proportionally as the concrete strength increased, so higher strength samples show greater disper-

sion while conventional strength concrete shows lower dispersion. The error or deviation of the mean is a result of factors that change along the process. Since the same procedure was followed to cast all concrete samples, deviations should be the same. However, as the graph in figure 5 shows, the error or deviation of individual values cannot be assigned to the process only, but should be also understood as being characteristic of the material produced.

Table 5 presented the analysis of variance of the experimental data. This also showed that the two controllable factors (w/b ratio and surface treatment) are significant to the response variable. This indicates that there is a significant difference between the variables under analysis. It is a well-known fact that the first factor, w/b ratio, is directly related to concrete strength, and for this reason, a comparison of the mean values for this factor will not be presented. However, for the other controllable factor, surface treatment, which is the main aim of this study, a comparison of the mean values will be made for each w/b ratio value.

3.1 Comparison of mean values for conventional strength concrete

Figure 6 shows a comparison of the mean values for the different

Figure 6 – Comparison of the mean values for different surface treatment types in concrete samples with w/b 0.80

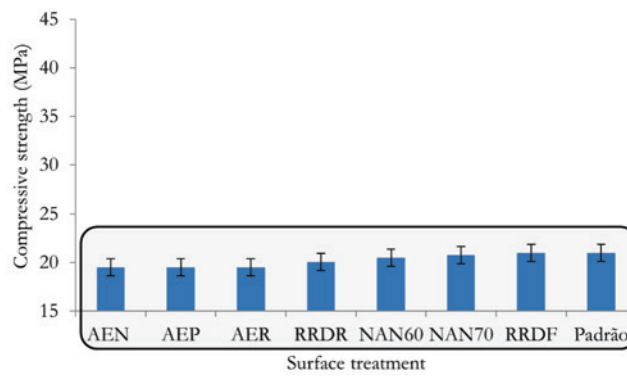


Table 5 – Analysis of variance

Source	Test						Remarks
	SQ	GDL	MQ	F	Probab		
A: w/b ratio	186707.6	6	31117.94	2592.52	0,000%	S	
B: Surface treatment	6268.14	6	1044.69	87.04	0,000%	S	
AB	13067.94	36	363.00	30.24	0,000%	S	
Error	2268.56	189	12.00	-	-	-	
Total	208312.2	237	-	-	-	-	

GDL: degrees of freedom; SQ: sum of squares; MQ=SQ/GDL: mean squares; F: calculated F value; calculated Fisher distribution value; S/N: significant effect (S) and non-significant effect (NS)

Figure 7 – Comparison of the mean values for concrete with w/b ratio = 0.70

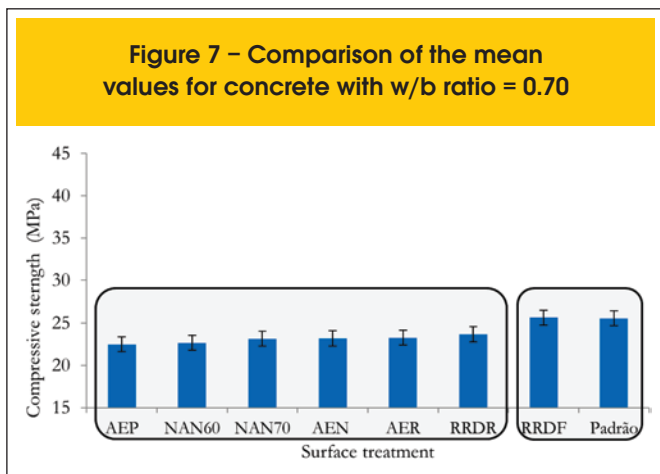
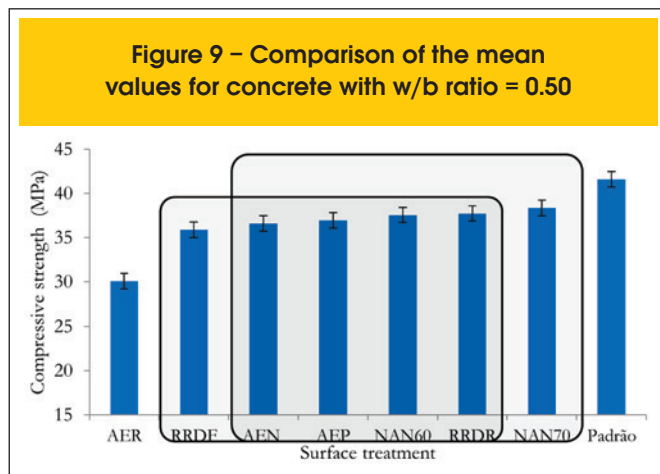


Figure 9 – Comparison of the mean values for concrete with w/b ratio = 0.50



surface treatment systems in concrete mixes with w/b ratio 0.80. By comparing the means, it is possible to see that the variation found across different systems was not enough for these to be considered statistically different. The decision threshold used in the comparison of the means, obtained from experimental data, is 1.76 MPa.

Mean values are compared in order to identify statistically equivalent strength groups. Surface treatment techniques add experimental noise to the measured variable, in this case, mean strength. If we assume that this noise causes mean values to drop, higher mean strength values indicate that a surface treatment is more efficient, as the influence of experimental noise is smaller. For the sake of comparison, the graphs used a cubic test specimen as a control sample, given that it does not have any kind of surface treatment. However, a discussion of the relationship between the strength of cubic and cylindrical test specimens is outside the scope of this study.

Figure 7 shows a comparison of the mean values for the second strength threshold, which corresponds to a w/b ratio of 0.70. For this strength threshold, the flexible wheel grinder showed a compressive strength value that is statistically identical to that of the control sample, but different from the remaining strength values.

Figure 8 shows a comparison of the mean values for the strength threshold corresponding to a w/b ratio of 0.60. In this case, grind-

ing techniques display the highest values when statistically compared with the others.

Figure 9 shows a comparison of mean values for the strength level associated with a w/b ratio of 0.50. For this ratio, two groups with statistically equivalent strength levels that are lower than the control can be identified. Only the AER technique showed a significantly lower strength value than these two groups. This translates as a difference of -10 MPa when compared to the control. This difference is substantial and can be explained by the use of recycled sulfur, which loses the ability to acquire higher strengths after successive reuses.

It should also be highlighted that for conventional strength concrete, the performance of the other techniques was satisfactory in terms of the analysis of mean values. The use of different techniques produces different results for each w/b ratio used. Some are more efficient, other result in higher mean strengths and this accounts for the differences found in the literature about the effectiveness of the methods. However, it is of paramount importance to analyze the deviations corresponding to each of the mean values, because the standard deviation also provides relevant information. A discussion on the deviation is presented in the next section.

Figure 8 – Comparison of the mean values for concrete with w/b ratio = 0.60

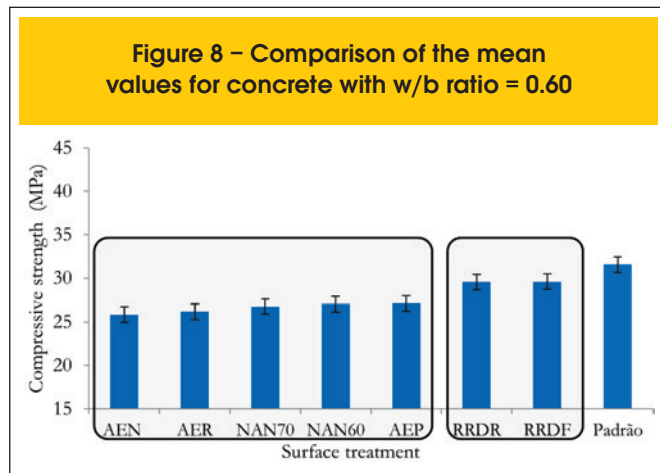


Figure 10 – Comparison of the mean values for different surface treatment types and w/b ratio = 0.40

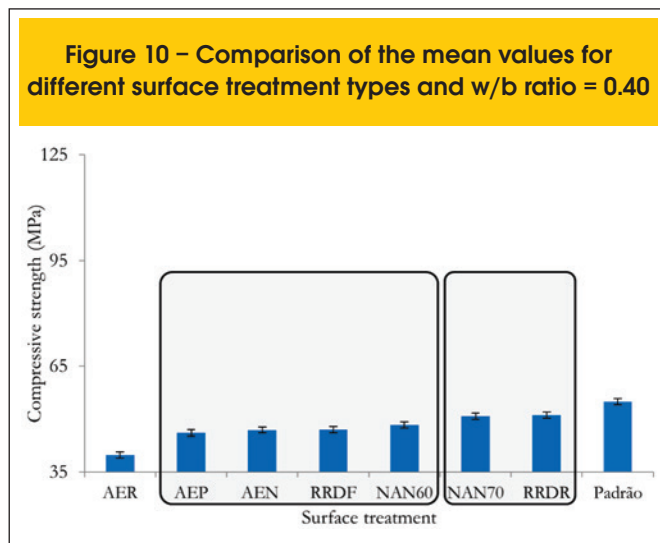


Figure 11 – Comparison of the mean values for different surface treatment types and w/b ratio = 0.27

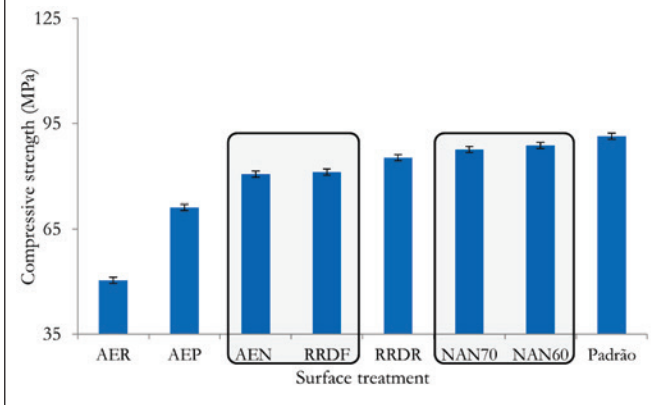
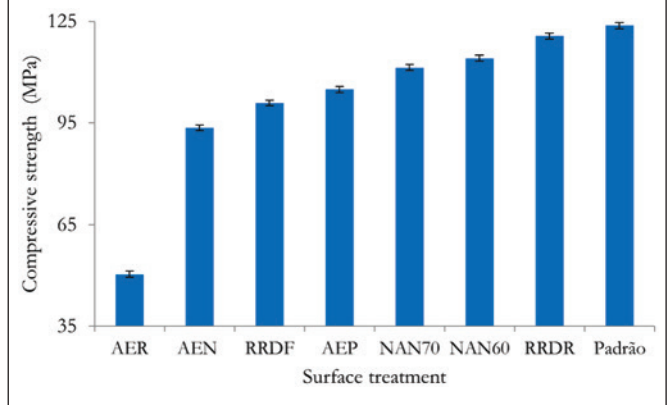


Figure 12 – Comparison of the mean values for different surface treatment types and w/b ratio = 0.20



3.2 Comparison of means for high strength concrete

Figure 10 shows a comparison of the mean values for concrete mixes with w/b = 0.40. Two statistically different groups can be identified. The highest strength groups correspond to the RRDR and NAN70 systems.

Figure 11 presents a comparison of mean values for concrete mixes with w/b ratio = 0.27. Unlike what was observed in other mixes, the two unbonded systems in this mix showed statistically higher values than the other systems.

Figure 12 shows a comparison of the mean values for the concrete mixes with w/b = 0.20. For this strength level, all surface treatment systems show statistically different mean strengths. The RRDR technique stands out as the one with the highest mean strength. Overall, an analysis of the mean values shows that NAN60, NAN70 and RRDR treatments were the most effective. For w/b ratios equal

to or below 0.40, these were the most efficient. It should be remembered that the NAN70 and NAN60 methods were performed with brand new neoprene pads that were used 5 times only. No tests were made on the durability of the pads; therefore, it was not possible to determine how long they would display the same performance.

3.3 Comparison of standard deviation for each method and of the coefficient of variation

The standard deviation in the strength of duplicate test specimens is an indication of the reliability of the test. Low standard deviation values indicate low experimental noise.

Figure 13 shows the standard deviation found in bonded systems. The values are higher than those reported by Ruduit and Cremonini (2009) by approximately 1 to 1.5 MPa for conventional concrete, but they are lower than those found by Silva et al (2010).

Figure 13 – Comparison of the standard deviation of bonded systems in conventional concrete (a) and in high strength concrete (b)

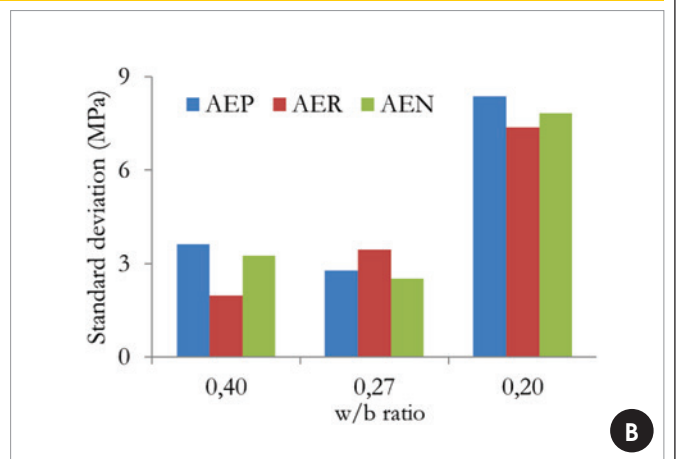
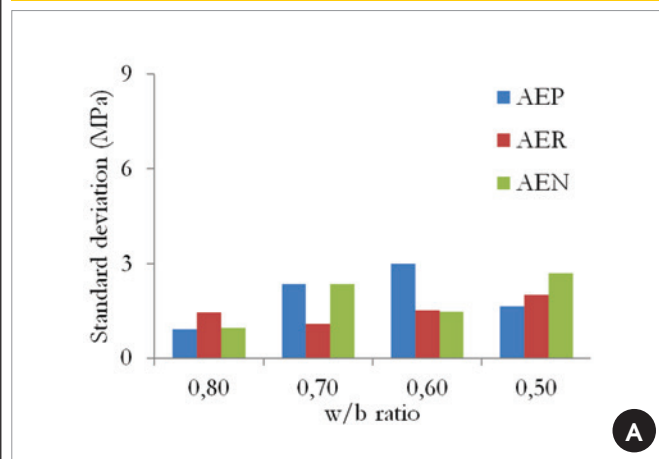


Figure 14 – Comparison of the standard deviation of unbonded systems in conventional concrete (a) and in high strength concrete (b)

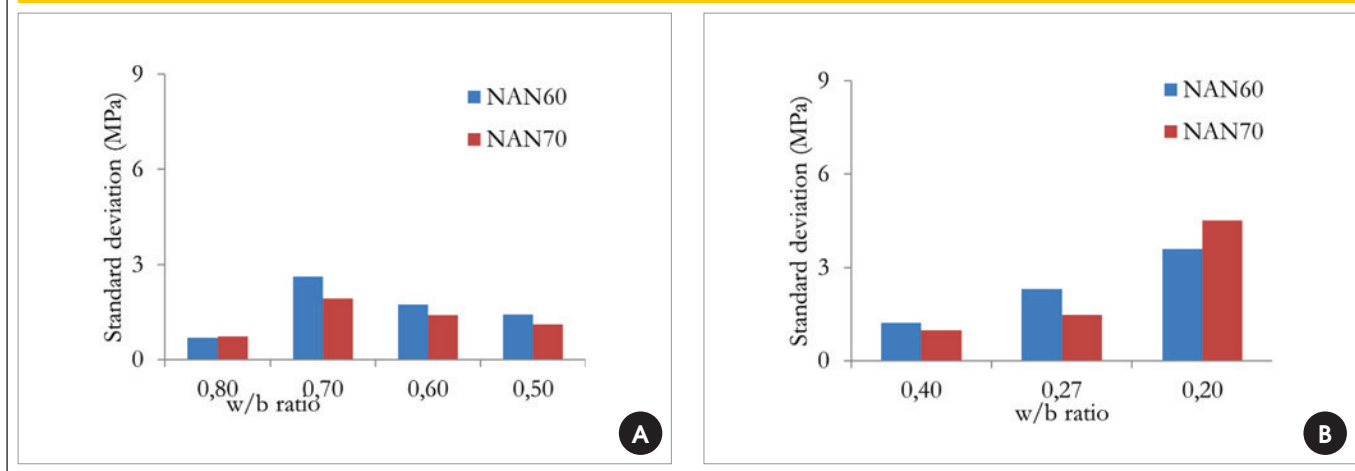


Figure 14 shows the deviation for unbonded systems used with conventional and high strength concrete. The lowest standard deviation values in conventional concrete were recorded with the use of neoprene with Shore hardness 70. The deviations across the range of w/b ratios tested are lower in bonded systems than those observed in unbonded systems. The figures found are of the same order of magnitude as those reported by Lopes et al (2012), who used this technique and obtained standard deviation values between 1.48 and 2.61 MPa for 40 MPa concrete and 4.5 MPa for 60 MPa concrete.

Figure 15 shows the standard deviation values of conventional and high strength concrete when tested with a system of top surface leveling, i.e. mechanical grinding. Only when w/b = 0.6, the standard deviation of the RDRF technique was lower than the standard deviation of the RRDR technique. The values found are similar to those reported by Ruduit and Cremo-

nini (2009) and Silva et al (2012) for the same surface treatment system.

Figure 16 shows a comparison of the most effective technique in each of the three systems. In conventional concrete, the RRDR technique showed the lowest standard deviation. For high strength concrete, the use of NAN70 yielded the lowest standard deviation for concrete mixes with w/b ratios of 0.4 and 0.27.

In addition to standard deviation, another important parameter for analysis is the coefficient of variation. Figure 17 shows the lowest coefficient of variations of each of the three systems for the concrete samples tested. Since the coefficient of variation is the quotient of the standard deviation divided by the mean, it provides a combined analysis of both factors. An analysis of the coefficient of variation shows that, for all the w/b ratios used, the RRDR system results in the lowest value, with the exception of the concrete mixes with w/b 0.4 and 0.27.

Figure 15 – Comparison of the standard deviation of mechanical abrasion systems in conventional concrete (a) and in high strength concrete (b)

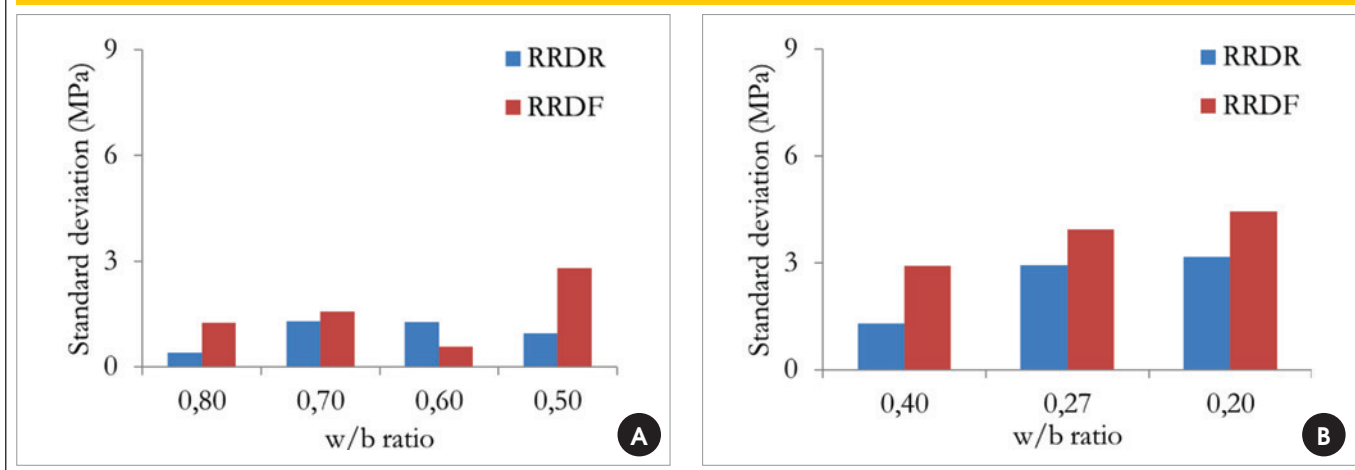
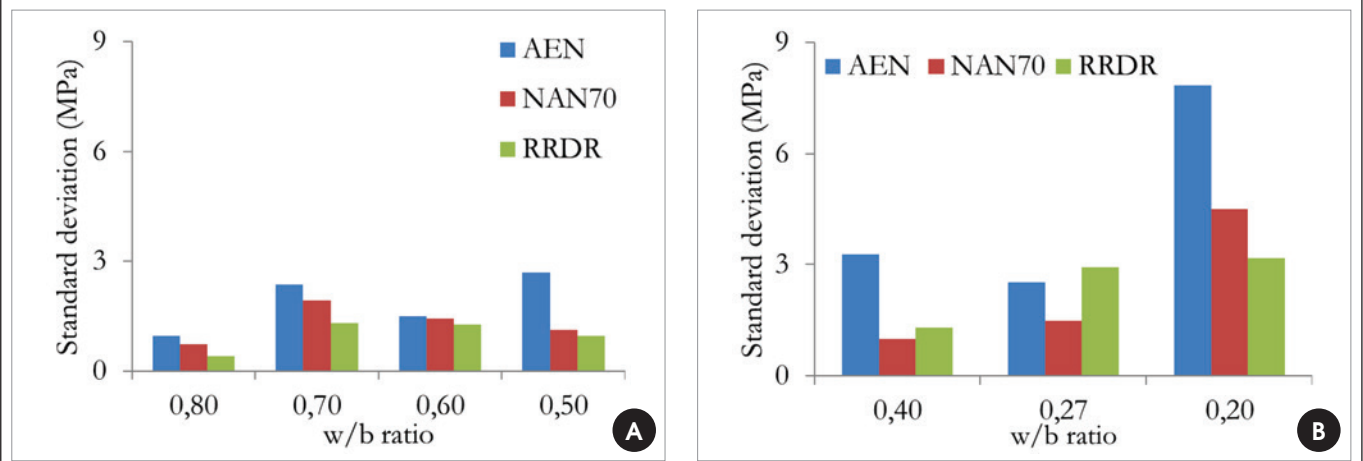


Figure 16 – Comparison between the lowest standard deviation values found for each technique of the three systems for conventional concrete (a) and high strength concrete (b)



4. Conclusions

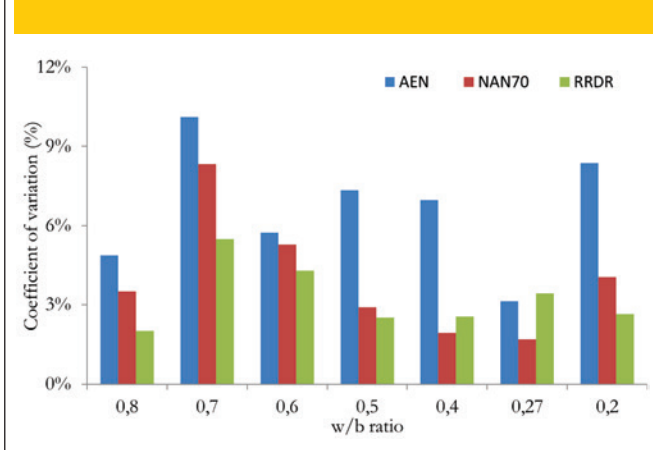
This study assessed different types of surface treatment for cylindrical test specimens by molding and breaking 245 test specimens. A contribution to the state of knowledge in the area was the inclusions of tests for concrete mixes ranging from 20 MPa to 125 MPa, which had not yet been studied. It was possible to observe that there are significant differences between the systems investigated, as reported in the literature. Another observation is that techniques of the same system can display different results, as is the case of the RRDF and RRDR techniques.

In line with the aims of this study, an analysis of the means shows that the systems investigated have similar results for conventional strength concrete, with the exception of the AER technique. However, when assessing the standard deviation found for groups of five identical test specimens, it was observed that the performance of the RRDR technique was superior to all the other techniques for

the four w/b ratios used, with the lowest standard deviation values in the test. This was also supported by an analysis of its coefficient of variation, which associates the means with the standard deviation of conventional strength concrete. Thus, it follows that the RRDR technique is recommended for conventional concrete as the most effective one.

For high strength concrete, an analysis of the means shows that the NAN60, NAN70 and RRDR treatments are the most effective, with the three w/b ratios below 0.40 being the most effective, i.e. with the highest mean values. The same behavior is observed for standard deviation and coefficient of variation values. The NAN70 technique showed the lowest standard deviation for w/b ratios of 0.40 and 0.27. The RRDR technique displayed the lowest standard deviation for a w/b ratio of 0.20. Therefore, the RRDR and the NAN70 techniques are the most suitable for high strength concrete. Future studies may be recommended to investigate the number of tests that can be made using a single neoprene disk while maintaining the same performance obtained in this study.

Figure 17 – Comparison of the coefficient of variations for the different concrete mixes studied



5. Acknowledgements

The authors wish to thank LEME (“Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais”) of the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS) for their support to the testing and to the “Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior” (CAPES) for the financial support to this work.

6. Bibliographic references

- [01] ACI Committee 211.1. Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991.
- [02] AGUIAR, R.; ARAÚJO, J.; GEYER, A. Agressão aos trabalhadores e ao meio ambiente de trabalho na utilização do enxofre no capeamento de corpos de prova. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.

- [03] AÏTCIN, P. C. (1989). Les betons a très haute resistance. Bulletin Liaison Lab. P. et Ch. Juil-Août, 55-60.
- [04] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 39 – Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM Committee C09 on Concrete and concrete Aggregates, 2003.
- [05] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1231/C: Standard practice for use of unbounded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders. New Mexico, 2000.
- [06] Amorim, B.; Sagave, A. M.; Beber, A. J.; Santos, S. Capeamento com enxofre VS. Compensado de madeira: uma alternativa viável. 49º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Bento Gonçalves – RS, Setembro, 2007.
- [07] ARAÚJO, S. S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, A. L. B. Influência do tipo de concreto, da dimensão do corpo de prova cilíndrico e do tipo de laboratório na determinação da resistência à compressão do concreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [09] _____. NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [10] _____. NBR NM 65: Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega – método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [11] _____. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- [12] _____. NBR NM 77: Concreto – Preparação das bases dos corpos-de-prova e testemunhos cilíndricos para ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [13] _____. NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] _____. NBR 5733: Cimento Portland – Cimento Portland de alta resistência inicial – especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [15] _____. NBR 5735: Cimento Portland – Cimento Portland de alto-forno - especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [16] _____. NBR 5736: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [17] _____. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [18] _____. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- [19] _____. NBR 7112: Concreto – Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- [20] _____. NBR 7809. Agregado Graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 1983.
- [21] _____. NBR 11578: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [22] BARBOSA, F. R.; MOTA, J. M.; SILVA, A. J. C.; OLIVEIRA, R. Análise da influência do capeamento de corpos de prova cilíndricos na resistência à compressão do concreto. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.
- [23] BARBOSA, H. A.; OLIVEIRA, S. L. Análise de diferentes tipos de capeamento na resistência à compressão do concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Fortaleza – CE, Outubro, 2010.
- [24] BURG, R. G.; OST, B. W. Engineering properties of commercially available high-strength concretes, Research and Development Bulletin RD104T, Portland Cement Association, 1992.
- [25] CUNHA, R. R.; SOARES, L. P. F. Cuidados e precauções nos processos de moldagem, cura e ensaios a compressão axial simples de corpos de prova cilíndricos de concreto usinado como referência a NBR 5738. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [26] De LARRARD, F. Mechanical material properties, Proceedings Fourth International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, 29-31 May, Paris France, 1996. p. 29-38.
- [27] GOMES, E. L.; LIMA, F. B.; ASSIS, W. S. Análise estatística da resistência a compressão do concreto produzido em Alagoas de 2004 a 2010. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [28] GOMES, E. L.; LIMA, A. L.; SANTOS, R. B.; GOMES, P. C.; ASSIS, W. S. Análise do desempenho de técnicos de laboratório a partir de resultados de resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos de concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [29] HANSEN, E. A., LEIVO, M., RODRIGUES, J.; CATHER, R. Mechanical properties of high strength concrete – Influence of test conditions, specimens and constituents. Proceedings Fourth International Symposium on utilization of high strength/high performance concrete, 29-31 May, Paris France, 1996. p. 187-202.
- [30] HELENE, P. L.; TERZIAN, P. R. Manual de dosagem e controle do concreto. Brasília: Pini, 1992.
- [31] JERÔNIMO, V. L.; SOUZA, L. A. A. S.; SILVA, B. V.; MARQUES, G. G.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise da influência da regularização dos topos de corpos de prova cilíndricos sobre a resistência a compressão do concreto. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [32] LEITÃO, M. T.; PAMPLONA, H.; CABRAL, A. E. B. Estudo do desvio padrão utilizado por usinas de concreto da cidade de Fortaleza. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [33] LIMA, M. G.; BASSANI, A. C.; ALMEIDA JÚNIOR, G. S. Estudo de materiais alternativos para capeamento de corpos de prova cilíndricos de concreto para ensaios de resistência a compressão. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [34] LOPES, J. B. O.; WILRICH, F. L.; DIAS, C. G.; BERNARDI, N. Uso de almofada de neoprene confinada combinada com retificação para ensaios de compressão axial de corpos de prova de concreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [35] MEHTA, P.K; AÏTCIN, P-C. Principles underlying production of high performance concrete. Cement, Concrete & Aggregates v. 12, n.2, p. 70-78, 1990.
- [36] MENEZES, A. J. R.; CABRAL, E. B. Estudo comparativo entre capeamento de corpo de prova de concreto com enxofre,

- uso de neoprene e retificação de topo para ensaio de resistência a compressão axial. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [37] MINDESS, S. Materials selection, proportioning and quality control high performance concrete and applications. Edited by S. P. Shah, P. Sundera, and S. H. Ahmad, 1-25, 1994.
- [38] PISTILLI, M. K; WILLEMS, T. Evaluation of cylinder size and capping method in compression strength testing of concrete. *Cement, Concrete, and Aggregates, CCAGDP*, Vol. 15, Nº 1, Summer, 59-69, 1993.
- [39] RUDUIT, F. R.; CREMONINI, R. A. Estudo comparativo de métodos de preparo de topos de corpos de prova de concreto para ensaio de resistência a compressão. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.
- [40] SILVA, A. J. C.; SANTOS, C. F.; NETO, J. M. C.; MONTEIRO, E. C. B. Discussão dos fatores de influência nas operações de ensaio em corpos de prova de concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009. (a)
- [41] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; AZEVEDO, A. P.; SANTOS, A. B.; CARMO, A. A. Contribuição para o estudo da influência das dimensões dos corpos de prova cilíndricos na confiabilidade dos resultados de resistência à compressão axial de concretos. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [42] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; SANTOS, S. A. B.; BRITO, J. S.; CARMO, A. A. Avaliação dos resultados de resistência a compressão axial de concretos fornecidos a obras em Salvador. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [43] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; SILVEIRA, I. P.; CARMO, A. A. Avaliação dos resultados de resistência a compressão axial de concretos fornecidos a obras e produzidos por centrais dosadoras em Salvador – parte 2. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [44] SILVA, M. J.; RUBIA, R.; PONCIANO, B.; SANTOS, D. H.; BEZERRA, A. C. S.; PEIXOTO, R. A. F. Influência de dois tipos de capeamento de corpos de prova de concreto. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [45] TORALLES-CARBONARI, B. M. T. Estudio paramétrico de variables y componentes relativos a la dosificación y producción de hormigones de altas prestaciones, 1996. Universitat Politècnica de Catalunya.
- [46] VIEIRA, L. B. P. Análise sobre o impacto da realização do ensaio de compressão axial do concreto na condição saturada contra condição seca. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [47] VIERA, T. M.; VASCONCELOS, A. S.; LAGO, L. B.; BRANCO, H. L.; SOUZA, P. S. L. Influência da dimensão do corpo de prova de concreto e da forma de capeamento, nos resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade. 50º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Salvador – BA, Setembro, 2008.
- [48] ZANETTI, J. J. Falhas dos processos de laboratório que comprometem a avaliação dos resultados de resistência dos concretos. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.

Surface treatment of concrete test specimens subjected to compression

Tratamentos superficiais em corpos de prova de concreto submetidos à compressão



J. A. CHIES^a
josuchies@hotmail.com

A. B. ROHDEN^a
abrcivil@gmail.com

L. C. P. SILVA FILHO^a
lcarlos66@gmail.com

Abstract

The technological control of concrete can only be considered a quality control procedure when all its steps are followed properly. Compressive strength testing plays a critical role in the technological control of concrete structures and in the technological development of concrete. The aim of this study is to select the most suitable preparation technique for conventional and high-strength concrete by analyzing mean strength, standard deviation and coefficients of variation. Test specimens with compressive strength ranging from 20 to 120 MPa were prepared in a laboratory and were then subjected to seven different types of surface treatment, using bonded, unbonded and mechanical wear (grinding) systems. Results show that the most effective technique is grinding using a rigid head. The performance of unbonded system was also suitable for use with conventional and high strength concrete.

Keywords: surface treatment, test specimens, compressive strength.

Resumo

O controle tecnológico do concreto só pode ser considerado um procedimento de qualidade, quando todas as suas fases são realizadas adequadamente. O ensaio de resistência à compressão tem importância incontestável no controle tecnológico das estruturas de concreto bem como no desenvolvimento tecnológico do material. O presente trabalho tem como objetivo eleger a técnica de preparação mais adequada para concretos de resistência convencional e de alta resistência através da análise da resistência média, do desvio padrão e do coeficiente de variação. Para isso foram produzidos em laboratório concretos com resistência à compressão de 20 a 120 MPa. Estes foram submetidos a sete tratamentos superficiais diferentes, utilizando o sistema aderido, não aderido e por desgaste abrasivo. Como resultado constatou-se que a técnica mais eficiente é o desgaste mecânico por disco rígido. O desempenho do sistema não aderido também foi considerado adequado para concreto convencional e de alta resistência.

Palavras-chave: tratamentos superficiais, corpos de prova, resistência à compressão.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introdução

A norma ABNT NBR 5738 (2003), no item 9, destaca a importância do processo de preparação dos topos dos corpos de prova cilíndricos para o ensaio de compressão axial. Esta norma indica três procedimentos para este fim: o arremate com pasta de cimento, o capeamento e a retificação. Segundo a norma, outros procedimentos podem ser adotados, desde que os resultados sejam submetidos à avaliação prévia por comparação estatística e compatíveis com os obtidos com corpos de prova capeados pelo processo tradicional. Para assegurar uma adequada determinação da resistência à compressão dos concretos é necessário garantir uma adequada distribuição da carga aplicada na área em contato com os pratos da prensa. Com o intuito de minimizar o efeito da excentricidade a norma ASTM C 39 (2003) prevê um tratamento para a superfície dos corpos de prova de forma que os desvios de planicidade não ultrapassem 0,05 mm e que o desvio entre as faces paralelas e o eixo longitudinal seja inferior a 0,5°. Neste aspecto, os corpos de prova cúbicos levam vantagem sobre os cilíndricos, uma vez que nos primeiros há maior facilidade em se obter pelo menos duas faces paralelas, dentre as seis existentes. Este aspecto é ainda mais importante para concretos de alta resistência. Isto porque o capeamento, que é a preparação de topo de corpo de prova mais utilizada em concretos convencionais, pode romper antes do concreto (HANSEN et al. 1996).

De forma genérica as técnicas de tratamento superficial podem ser classificadas em três categorias: sistemas aderentes (argamassas de enxofre ou argamassas de cimento), sistemas não aderentes (pratos metálicos com revestimento elastomérico confinado ou placas de madeira) e sistemas com desgaste mecânico (utilização de diferentes retíficas ou serras circulares) conforme encontra-se relatado na bibliografia. Sem dúvida cada uma das alternativas conduz a resistências finais diferentes e, por esse motivo, deve-se especificar o tipo de tratamento mais adequado para cada caso (TORALLES-CARBONARI, 1996; MINDESS, 1994).

É consenso na literatura internacional que o uso de tratamento com argamassa de enxofre para corpos de prova cilíndricos leva a bons resultados se os concretos tiverem resistência de até cerca de 70 MPa. Entretanto, para resistências maiores, o sistema mais indicado é o desgaste mecânico das faces do corpo de prova (TORALLES-CARBONARI, 1996; DE LARRARD, 1996; HANSEN et al., 1996; AÏTCIN, 1989; PISTILLI; WILLEMS, 1993; BURG; OST, 1992).

Nos últimos cinco anos diversos estudos abordaram o assunto no Brasil, focando-se principalmente nos concretos de resistência convencional (até 50 MPa). Contudo, não se criou um consenso sobre o assunto, tão pouco discutiu-se de forma abrangente a eficiência dos diferentes sistemas e técnicas quando aplicados a concretos com resistências mais elevadas.

Estes trabalhos comparam, por exemplo, o desempenho do capeamento com enxofre com o desempenho do desgaste com retífica. A maioria dos autores conclui que o melhor sistema é o capeamento com enxofre (BARBOSA, 2009; RUDUIT, CREMONINI, 2009; BARBOSA, OLIVEIRA, 2010), contudo, alguns indicam que o melhor sistema é o desgaste por retífica (ZANETTI, 2009) e outros que concluem que os dois tratamentos tem a mesma eficiência (SILVA, et al., 2011.a).

Pesquisas mais abrangentes comparam o desempenho das técnicas dos três sistemas: aderido, não aderido e desgaste mecânico. Novamente não há consenso quanto a melhor técnica utilizada. Há trabalhos que mostram que a técnica utilizando neoprene confinado apresenta melhor resultado (JERÔNIMO, et al., 2011)

enquanto outros mostram que a técnica utilizando neoprene somente é mais indicada para concretos de resistência até 40 MPa e para resistências superiores os demais sistemas são mais indicados (MENEZES, CABRAL, 2012). Há ainda um autor que propõe como mais adequada a utilização de dois sistemas diferentes e combinados, por exemplo, usando o desgaste superficial e o neoprene confinado simultaneamente (LOPES, et al., 2012).

Verifica-se assim que, no Brasil, diferentemente do que pode ser visto no cenário internacional, ainda não há consenso sobre a eficiência das técnicas de tratamento superficial de corpos de prova cilíndricos para concreto convencional, muito menos para concretos de alta resistência. É importante destacar também que diversos outros aspectos relacionados ao tema são objeto de diferentes pesquisas como: o tamanho do corpo de prova (VIEIRA, et al., 2008; SILVA, et al., 2010; ARAÚJO, GUIMARÃES e GEYER, 2012), a influência da saturação ou não do corpo de prova (VIEIRA, 2012) e a influência de diferentes operadores no resultado final (GOMES, et al. 2010). Além disto, estudos realizados a partir de dados obtidos em obras e que também destacam a importância do processo de preparação dos topos dos corpos de prova tem sido desenvolvidos nos últimos anos no Brasil (ZANETTI, 2009; SILVA, et al., 2010.a; SILVA, et al., 2010b; LEITÃO, PAMPLONA e CABRAL, 2010; GOMES, et al., 2010; CUNHA e SOARES, 2011; GOMES, LIMA e ASSIS, 2011; SILVA, et al., 2011.b).

1.1 Justificativa

O presente trabalho busca analisar a adequação dos diferentes sistemas e suas respectivas técnicas de tratamento de topo de corpo de prova de acordo com a resistência à compressão dos concretos, visto que há no Brasil uma lacuna de conhecimento sobre este assunto.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Materiais utilizados

2.1.1 Cimento

O cimento utilizado para as moldagens foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV – ARI) com massa específica de 3,11 kg/dm³. O CPV – ARI é o cimento com menores percentuais de adição em sua composição (ABNT NBR 5733, 1991) e também é o mais adequado para dosagens de concreto de alta resistência.

A Tabela 1 apresenta a caracterização química dos cimentos utilizados, os dados fornecidos pelo fabricante e a exigência da normalização brasileira.

Tabela 1 – Caracterização química dos cimentos utilizados		
Características avaliadas (% da massa)	CPV – ARI (fabricante)	Exigência da ABNT NBR 5733/91
MgO	3,01	≤6,50
SO ₃	4,26	≤4,50
Perda ao fogo	3,90	≤4,50

Tabela 2 – Caracterização física dos cimentos utilizados

Características avaliadas	CP V – ARI (fabricante)	Exigência da ABNT NBR5733/91
Massa específica (cm ³ /g)	3,10	–
Expansão à quente (mm)	0,0	≤5,0
Tempo de pega (h:mim) Início	02:55	≥01:00
Tempo de pega (h:mim) Fim	04:35	≤10:00
Consistência normal (%)	–	–
Finura Blaine (cm ² /g)	4970	≥3000
Resíduo peneira #200µm (%)	0,16	≤6,0
Resíduo peneira #3250µm (%)	1,44	–

A Tabela 2 apresenta a caracterização física dos cimentos utilizados, dados fornecidos pelo fabricante e a exigência da normalização brasileira.

2.1.2 Agregado miúdo

Foi utilizado como agregado miúdo areia quartzosa com massa específica 2,62 g/cm³, determinada segundo a ABNT NBR NM 52, com dimensão máxima característica igual à 4,8 mm e módulo de finura 2,4, conforme a ABNT NBR NM 248.

2.1.3 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi rocha britada de origem basáltica com massa específica de 2,90 g/cm³, determinada segundo a ABNT NBR NM 53 (2003), com dimensão máxima característica igual a 25 mm e índice de forma igual a 2,66, determinados conforme a ABNT NBR NM 248 (2003) e ABNT NBR 7809 (1983), respectivamente.

2.1.4 Água

A água utilizada foi potável, disponível na rede de abastecimento da cidade de Porto Alegre, RS.

2.1.5 Aditivo superplastificante

Foi empregado aditivo superplastificante somente nos traços de relação água/aglomerantes menores, que originaram concretos de alta

resistência. Utilizou-se um aditivo policarboxilato de terceira geração com massa específica de 1,087 g/cm³ e teor de sólidos de 40 %.

2.1.6 Silica Ativa

A sílica ativa foi somente utilizada nos traços de concreto de alta resistência, a mesma apresenta massa específica de 2,20 kg/dm³, superfície específica de 20.000 m²/kg e diâmetro médio de 0,2 mm de acordo com dados fornecidos pelo fabricante.

2.2 Metodologia

Os traços de concreto foram dosados a partir de dois métodos diferentes, os concretos com relação água / aglomerante 0,80; 0,70; 0,60 e 0,40 foram dosados seguindo os procedimentos tabelados no método ACI 211 (1991) e para os concretos com relação água / aglomerante 0,27 e 0,2 utilizou-se o método proposto por Metha e Aïtcin (1990). Os traços unitários e as relações água / aglomerante são apresentados na tabela 3.

O concreto foi misturado numa betoneira de eixo inclinado, betoneira de tombo, com capacidade de 250 l. Cada traço foi executado de uma só vez. Foram moldados 35 corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, conforme os procedimentos da ABNT NBR 5738/03. Antes da moldagem realizou-se a determinação da consistência por abatimento do tronco de cone, conforme a norma ABNT NBR NM 67 (1998), os resultados encontram-se na tabela 3.

Tabela 3 – Composição das misturas e relações água/cimento

Traço unitário	Materiais kg/m ³					Relação a/a	Abatimento mm
	Cimento	Sílica ativa	Agregado miúdo	Agregado graúdo	Super plastificante		
1:3,99:4,92	230	–	918	1131	–	0,80	100
1:3,33:4,30	263	–	8191	1131	–	0,70	170
1:2,79:3,69	307	–	854	1131	–	0,60	170
1:2,18:3,07	368	–	804	1131	–	0,50	170
1:1,58:2,45	460	–	776	1131	–	0,40	120
1:0,95;1,23:2,22	527	50	650	1169	5,26	0,27	140
1:0,95;1,05:2,07	582	56	615	1205	7,00	0,20	140

Após moldados, os corpos de prova cilíndricos foram cobertos com sacos de aninhagem umedecidos e ficaram expostos à temperatura e à umidade ambiente por 24 horas, quando então foram desmoldados e levados para um tanque de água saturada com cal, onde permaneceram submersos à temperatura de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$, até um dia antes da data de serem ensaiados. Nesta data, os corpos de prova receberam diferentes tratamentos em seus topos e foram levados ao ensaio de compressão.

As faces dos corpos de prova foram preparadas empregando três técnicas de sistema aderido: enxofre puro (AEP), enxofre reutilizado (AER) e enxofre preparado conforme a norma NM 77 (1996) (AEN); duas técnicas de sistemas não aderido: almofada de neoprene confinada com dureza shor 60 (NAN60) e dureza shor 70 (NAN70); e duas técnicas de sistema de desgaste mecânico: retífica de disco rígido (RRDR) e retífica de disco fino (RRDF). Para cada tipo de tratamento de face foram moldados 5 corpos de prova totalizando 245 corpos de prova cilíndricos. Também foram moldados para cada relação água / aglomerante três corpos de prova cúbicos, totalizando 21 corpos de prova, sendo que estes foram rompidos sem nenhum tratamento superficial e serviram como padrão de comparação para os demais métodos de tratamento.

2.2.1 Sistemas de desgaste mecânico

O processo de desgaste mecânico é indicado na norma ABNT NBR 5738 (2003) contudo há diferentes equipamentos que realizam esta atividade. Por acreditar que as diferenças existentes entre estes equipamentos, bem como sua adequada utilização, produzem resultados diferentes, empregou-se neste trabalho dois equipamentos disponíveis no mercado brasileiro com características distintas.

O primeiro é uma retífica de disco rígido (RRDR). Esta máquina possui uma cápsula com um braço pneumático para aprisionamento do corpo de prova, e que tem como objetivo garantir a perpendicularidade entre a superfície lateral e o disco diamantado de desgaste. A grande vantagem da configuração desta máquina é permitir o ajuste

bastante sensível da altura do disco abrasivo, permitindo a retirada de camadas pouco espessas até se alcançar uma superfície plana e lisa. Com o intuito de minimizar os efeitos de vibração que podem afetar nos resultados de resistência a compressão, o avanço do cabeçote com o disco diamantado deve ser feito de forma lenta e uniforme em camadas progressivas. A figura 1 apresenta algumas das características da máquina tipo RRDR.

Já o segundo é uma retífica de disco fino (RRDF), é o equipamento mais utilizado, pois seu custo geralmente é bastante menor do que o da primeira. Esta máquina possui uma cantoneira onde é colocado o corpo de prova deitado, com o auxílio de uma alavanca, ativada manualmente ou de forma pneumática, o operador consegue fazer com que o corpo de prova fique preso à máquina. Basicamente as duas retíficas trabalham a partir do mesmo princípio utilizando um disco diamantado, contudo as diferenças consistem principalmente na estrutura de fixação menos eficiente das retíficas tipo RRDF. Também neste tipo de equipamento não há como se fazer a regulação do avanço do cabeçote ou do corpo de prova com a precisão do equipamento tipo RRDR. E a principal diferença existente entre estes dois equipamentos é a menor rigidez das retíficas tipo RRDF que está diretamente ligada aos defeitos de planicidade relatados por Ruduit, Cremonini, (2009) e Zanetti (2009). Por ser menos rígida, ocorre uma vibração diferencial, oriunda do próprio motor do equipamento, entre o disco abrasivo e o corpo de prova.

A vibração promovida no conjunto será tanto maior quanto menor for a rigidez do equipamento, quanto maior for a camada de concreto removida do corpo de prova e quanto menor for a rotação do motor do equipamento.

2.2.2 Sistema aderente

Os sistema aderente pode ser empregado através de diversas técnicas como o emprego de pasta de cimento, resinas do tipo epoxi e o mais tradicional emprego de enxofre. O enxofre apresenta alguns inconvenientes do ponto de vista da saúde. Quando

Figura 1 – Corpo de prova sendo retificado com retífica tipo RRDR (B) e disco rígido diamantado (A)

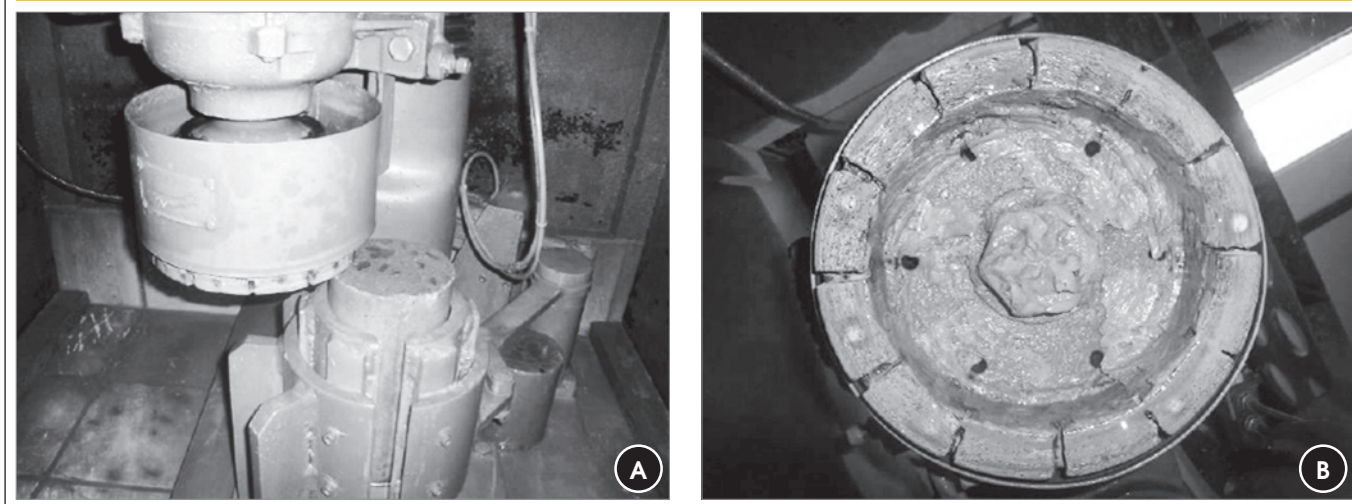
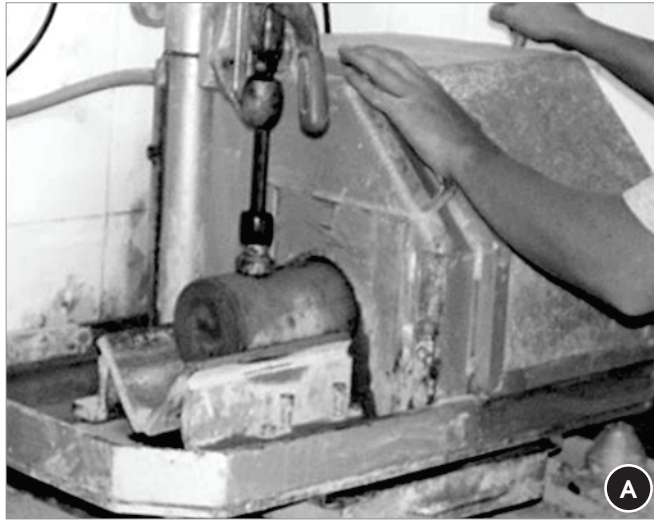


Figura 2 – Corpo de prova sendo retificado com retífica tipo RRDF (B) e disco fino diamantado à esquerda (A)



aquecido, o enxofre libera SO_2 , que é tóxico e altamente irritante para as mucosas das vias respiratórias. Esse gás é perigoso porque, ao se combinar com o vapor de água e com o oxigênio do ar, forma ácido sulfúrico nos pulmões (AMORIM et al., 2007; RUDUIT, CREMONINI, 2009; AGUIAR, ARAÚJO e GEYER, 2009; BARBOSA e OLIVEIRA, 2010; LIMA, BASSANI e ALMEIDA JÚNIOR (2010). Essa técnica ainda é utilizada atualmente pois, além de ser prevista em norma, apresenta como benefícios a facilidade de execução, pois ganha resistência rapidamente, e com isso alta produtividade.

Foram utilizadas neste estudo três técnicas a primeira foi a uti-

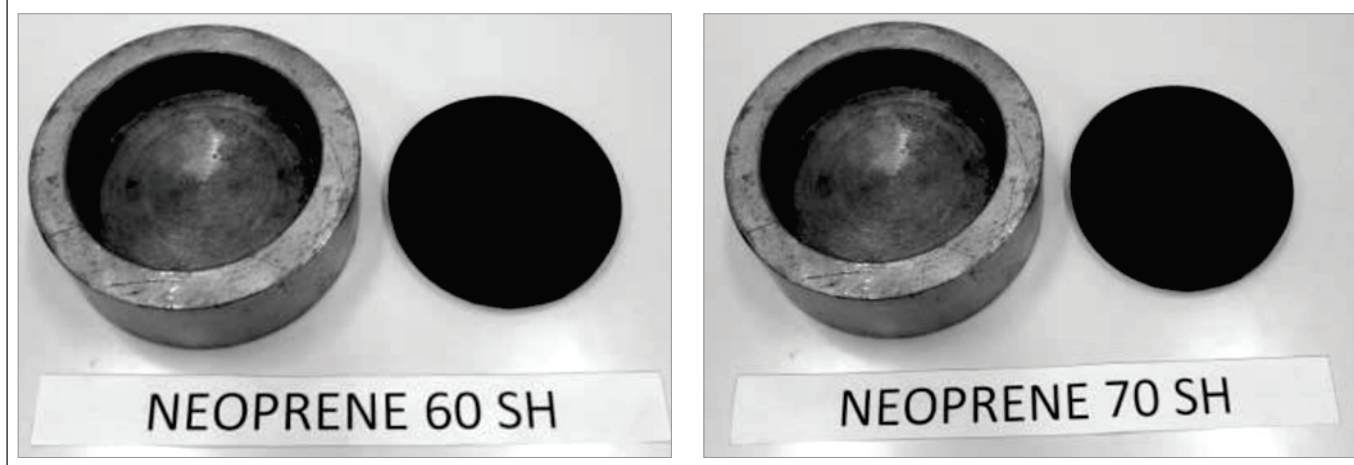
lização de argamassa de enxofre conforme recomendações da norma ABNT NM 77 (1996) que estabelece uma mistura com proporcionalidade de 75% de enxofre em pó, 20% de material inerte (caulim ou filer) e 5% de grafite em pó (AEN). A temperatura de mistura para aplicação é de $130^{\circ}C$ (figura 3). Nesta temperatura a argamassa de enxofre apresenta uma consistência que permite uma boa homogeneidade, sem deposição de material no fundo do tacho e uma viscosidade bastante adequada para aplicação.

Após a execução do capeamento os corpos de prova foram colocados em uma superfície limpa onde permaneceram pelo período mínimo de duas horas para os concretos de resistência conven-

Figura 3 – Temperatura de mistura da argamassa de enxofre (AEN) (B) e corpo de prova sendo capeado (A)



Figura 4 – Discos de neoprene de diferentes durezas shore utilizados no estudo



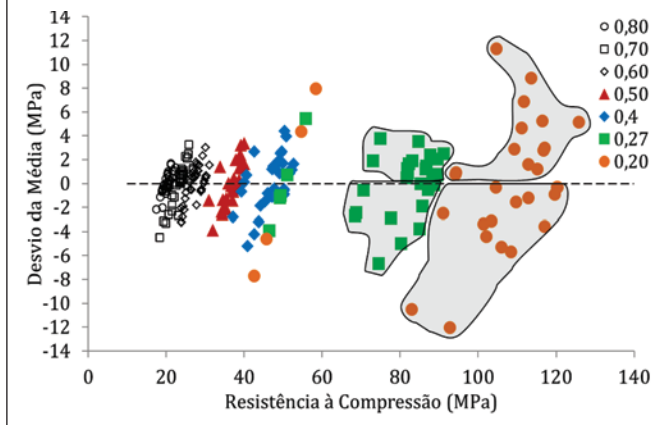
cional e de 16 horas para concretos de alta resistência. A segunda técnica aderida utilizada foi a argamassa de enxofre puro (AEP). A execução desse método teve seus procedimentos exatamente iguais ao da AEN, exceto na composição da sua mistura, que foi preparada apenas com enxofre puro derretido. Observou-se que

o enxofre puro derretido mostrou-se consideravelmente mais fluido que a mistura proposta pela norma ABNT NM 77 (1996). A terceira técnica aderida utilizada foi a argamassa de enxofre reciclado (AER), oriundo da reutilização da argamassa proveniente de corpos de prova já ensaiados anteriormente. A execução desse

Tabela 4 – resultados individuais de resistência a compressão

Tratamento superficial	Relação água/aglomerante													
	0,80		0,70		0,60		0,50		0,40		0,27		0,20	
AEP	20,3	18,4	21,5	23,3	23,9	28,2	34,4	39,0	44,1	47,2	68,5	68,7	113,7	101,5
	20,5	19,4	19,4	25,7	29,4	23,9	37,3	37,4	40,8	50,4	70,6	73,1	104,6	92,8
	18,8	-	22,5	-	30,1	-	36,8	-	47,4	-	74,9	-	111,7	-
AER	20,3	21,1	24,4	23,3	24,9	27,8	31,0	-	40,6	42,5	51,1	49,2	54,7	42,6
	19,9	18,9	23,5	21,5	26,7	27,2	33,9	-	40,0	39,2	49,4	55,8	58,3	-
	17,4	-	23,7	-	24,3	-	-	-	37,1	-	46,4	-	45,8	-
AEN	19,0	21,2	23,3	25,3	25,1	27,7	35,3	39,1	50,8	45,4	77,7	-	94,3	94,4
	19,3	18,9	24,2	-	26,0	23,8	40,0	34,5	49,4	46,0	82,3	-	104,8	83,0
	19,1	-	19,9	-	26,7	-	34,3	-	42,7	-	81,9	-	91,0	-
NAN60	19,9	20,7	23,9	18,2	26,5	28,6	37,3	37,4	47,1	49,9	89,4	85,0	115,3	116,8
	20,4	21,5	23,7	25,0	24,2	27,7	35,4	38,9	47,8	49,1	89,6	88,7	117,1	108,4
	19,8	-	22,6	-	28,1	-	38,9	-	47,3	-	91,3	-	112,9	-
NAN70	20,6	21,0	20,6	23,6	28,3	27,4	37,0	38,0	49,7	52,0	88,4	87,3	109,8	112,9
	20,4	19,9	22,0	25,6	24,6	26,3	38,7	40,0	51,6	50,3	85,7	89,7	116,6	-
	21,9	-	23,9	-	27,2	-	38,1	-	50,2	-	87,1	-	106,0	-
RRDR	19,9	20,2	24,3	21,4	27,8	29,0	37,1	37,1	50,1	52,2	86,5	86,8	120,3	125,8
	19,9	19,6	24,5	23,8	31,1	29,8	37,3	37,9	50,1	52,7	80,3	85,3	117,1	119,7
	20,7	-	24,4	-	30,2	-	39,3	-	50,2	-	87,7	-	120,3	-
RRDF	22,3	20,7	27,0	23,0	29,6	30,0	34,6	37,9	48,7	49,6	81,6	74,5	111,2	102,1
	21,5	19,0	26,0	25,5	29,1	28,9	39,1	35,9	48,8	43,8	84,7	83,1	103,4	-
	21,4	-	26,8	-	30,3	-	32,0	-	43,8	-	82,1	-	109,4	-
Padrão	21,2	-	25,6	-	32,0	-	42,5	-	52,9	-	88,1	-	117,5	-
	21,0	-	25,3	-	31,1	-	40,5	-	54,8	-	90,4	-	121,0	-
	20,9	-	25,9	-	31,6	-	41,8	-	56,9	-	95,8	-	132,8	-

Figura 5 – Desvios relativos de cada valor individual para a média de cada combinação versus a resistência à compressão de cada medida individual



método se deu através da fusão de fragmentos de enxofre coletado de corpos de prova já ensaiados.

2.2.3 Sistema não aderente

O uso de sistemas não aderentes como o uso de neoprene tem ganhado espaço em empresas e laboratórios que trabalham com o controle tecnológico. A norma ASTM C 1231 (2000) dá recomendações para a execução do ensaio, como por exemplo a dureza nominal a ser utilizada para cada intervalo de resistência: discos com dureza shore 60 (NAN60) são recomendados para concretos com resistência entre 10 e 50 MPa. Enquanto discos de dureza shore 70 (NAN70) são recomendados para concretos com resistência entre 28 e 80 MPa. Foram utilizados discos de neoprene com diâmetro de 104 mm e espessura de 10 mm. No intuito de minimizar a influência do desgaste dos discos de neoprene, estes foram utilizados somente cinco vezes cada, ou seja, um disco novo para cada combinação. Foi utilizado um par de pratos metálicos de confinamento, que impediam a deformação excessiva do neoprene, os discos são mostrados na figura 4. Empregou-se um disco na face inferior do corpo de prova e outro disco na face superior. Além dos discos de neoprene encontram-se na literatura outras téc-

nicas de sistemas não aderidos como o uso de placas de madeira (AMORIM et al., 2007; LIMA, BASSANI E ALMEIDA JÚNIOR, 2010) e areia confinada (LIMA, BASSANI E ALMEIDA JÚNIOR, 2010). Os ensaios de resistência à compressão foram realizados de acordo com a ABNT NBR 5739 (1994). Eles foram executados utilizando-se a máquina servo controlada Shimadzu de 2.000 kN a uma velocidade de aplicação de tensão de 0,45 MPa/s, que foi mantida constante durante todo o ensaio.

3. Resultados e discussões

A apresentação dos resultados foi feita primeiramente através dos valores individuais de resistência à compressão mostrada na tabela 4. Foi realizada uma análise dos desvios absolutos, e apresentada a análise de variância realizada sobre os dados experimentais. Posteriormente foi realizada a comparação de média entre as resistências à compressão para cada tipo de tratamento superficial e para os diferentes traços de concreto. Também foi apresentada uma análise do desvio padrão para cada nível de resistência e uma análise do coeficiente de variação. A figura 5 apresenta os desvios residuais dos valores individuais em relação à média de cada combinação. Este gráfico foi apresentado, pois mostra um aspecto importante: a amplitude dos desvios foi pro-

Figura 6 – Comparação de médias entre os tratamentos superficiais para a os concretos de relação água/aglomerante 0,80

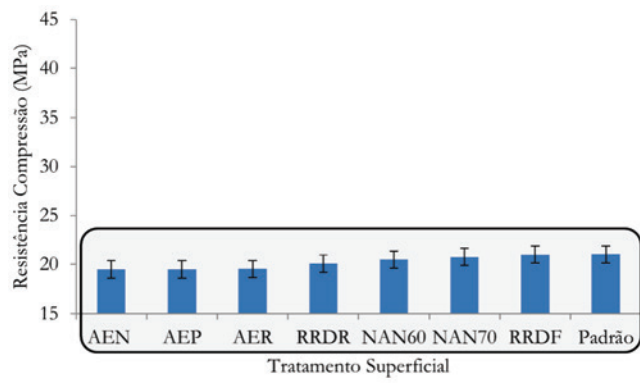
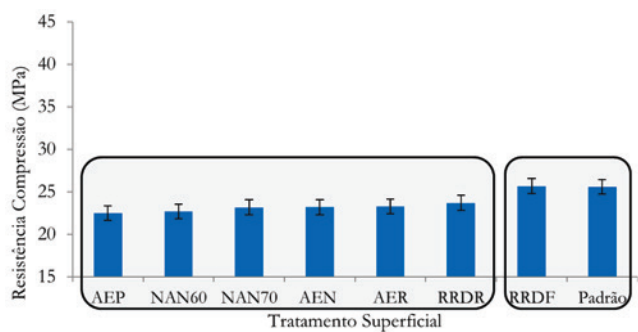


Tabela 5 – Análise de variância

Fonte	Teste					
	SQ	GDL	MQ	F	Probab	Comentário
A: Relação água/aglomerante	186707,6	6	31117,94	2592,52	0,000%	S
B: Tratamento superficial	6268,14	6	1044,69	87,04	0,000%	S
AB	13067,94	36	363,00	30,24	0,000%	S
Erro	2268,56	189	12,00	-	-	-
Total	208312,2	237	-	-	-	-

GDL: grau de liberdade; SQ: soma quadrada; MQ=SQ/GDL: média quadrada; F: valor calculado de F: valor calculado da distribuição de Fischer; S/N: efeito significativo (S) e não significativo (NS).

Figura 7 – Comparação de médias para os concretos de relação água/aglomerante 0,70



porcional à resistência do concreto, assim concretos de alta resistência apresentam uma dispersão maior e os concretos de resistência convencional uma dispersão menor. O erro ou desvio da média se deve aos fatores variáveis ao longo do processo. Como os concretos foram moldados seguindo os mesmos procedimentos estes desvios a princípio seriam os mesmos. Contudo o gráfico da figura 5 mostra que o erro ou desvio dos valores individuais não é inerente ao processo simplesmente, mas também é uma característica do material gerado. A tabela 5 apresentou a análise de variância realizada a partir dos dados experimentais. Ela também mostrou que os dois fatores controláveis, que são: a relação água / aglomerante e o tratamento superficial, são fatores significativos na variável de resposta. Isso indica que há diferença significativa entre as variáveis analisadas. É conhecimento comum que o primeiro fator, a relação água / aglomerante, está diretamente ligado à resistência e, por este motivo, não serão realizadas comparações de média para este fator. Já para o outro fator controlável, o tratamento superficial, que é objeto principal deste trabalho, será realizado a comparação de médias para cada nível de relação água / aglomerante.

3.1 Comparação de médias a para os concretos de resistência convencional

A figura 6 apresenta a comparação de média para os diferentes

Figura 8 – Comparação de médias para os concretos de relação água/aglomerante 0,60

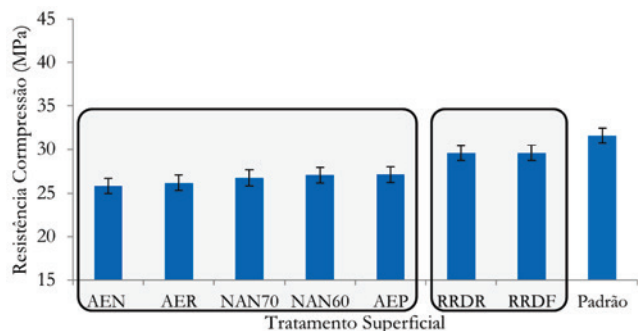
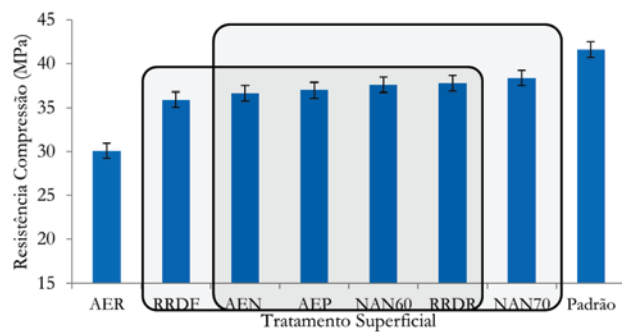


Figura 9 – Comparação de médias para os concretos de relação água/aglomerante 0,50

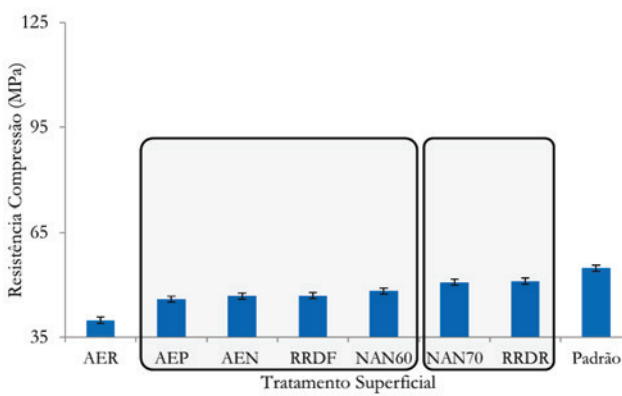


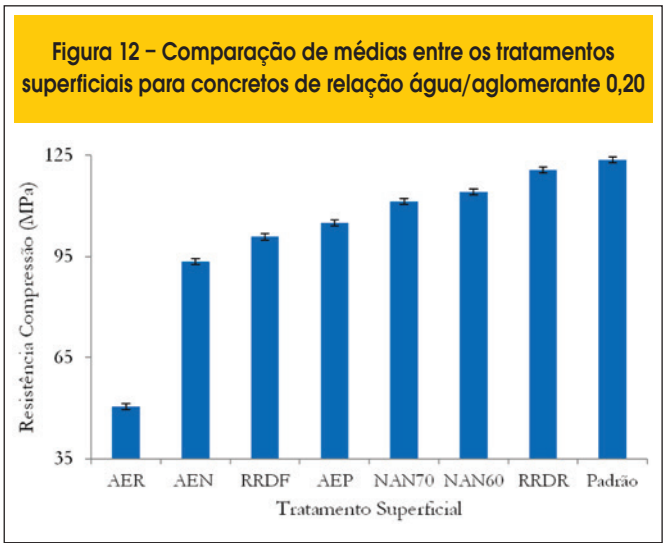
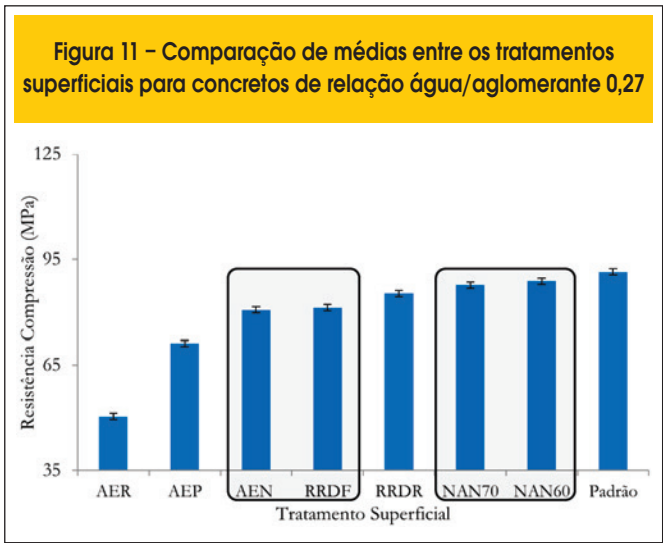
sistemas estudados para concretos com relação água / aglomerante 0,80. Através da comparação de média pode-se ver que a variação encontrada entre os diferentes sistemas não foi suficiente para que estes fossem considerados estatisticamente diferentes. O limite de decisão utilizado nas comparações de médias, obtido a partir dos dados experimentais, corresponde a 1,76 MPa.

A comparação de média é realizada tendo como objetivo identificar grupos de resistência equivalentes estatisticamente. As técnicas de tratamento superficial agregarão ruído experimental à grandeza mensurada, neste caso a resistência média. Admitindo como hipótese que o ruído somente fará a média diminuir, adota-se como entendimento nas análises deste trabalho que quanto maior a resistência média mais eficiente será a técnica de tratamento da face, pois menor será a influência do ruído experimental. Adotou-se como padrão de comparação nos gráficos o corpo de prova cúbico, pois, o mesmo não apresenta tratamento superficial. Não se propôs, no entanto, neste trabalho, discutir a relação existente entre a resistência do padrão a resistência dos demais corpos de prova em função da geometria ser diferente.

A figura 7 apresenta a comparação de médias para o segundo nível de resistência correspondente à relação água / aglomerante 0,70. Para este nível de resistência a retífica de disco fino

Figura 10 – Comparação de médias entre os tratamentos superficiais para concretos de relação água/aglomerante 0,40





apresentou resistência à compressão igual estatisticamente ao padrão e diferente das demais resistências.

A figura 8 apresenta a comparação de médias para o nível de resistência correspondente a relação água / aglomerante 0,60. Para esta, as técnicas de desgaste mecânico apresentam os maiores valores estatisticamente comparadas com os demais.

A figura 9 apresenta a comparação de médias para o nível de resistência compatível à relação água / aglomerante 0,50. Para esta relação percebe-se que há dois grupos cujas resistências são estatisticamente equivalentes e menores do que o padrão. Somente a técnica AER apresentou resistência significativamente menor que estes dois grupos. Isso significa uma diferença na resistência de cerca de 10 MPa a menos que o padrão. Essa diferença é bastante grande e justifica-se, pois o enxofre reciclado utilizado provavelmente perde a capacidade de adquirir resistências mais elevadas após sucessivas reutilizações. Cabe também destacar que, para os concretos de resistência convencional, o desempenho das demais técnicas foi satisfatório do ponto

de vista da análise das médias. A alternância das diferentes técnicas como: mais eficiente, maior resistência média, em cada nível de relação água/aglomerante, explica os relatos divergentes encontrados na literatura quanto à eficiência dos métodos. Contudo, é de suma importância analisar os desvios correspondentes a cada uma das médias, pois, o desvio padrão também é uma informação bastante relevante. A discussão sobre os desvios será realizada em seguida.

3.2 Comparação de médias para concretos de alta resistência

A figura 10 apresenta a comparação de médias dos concretos dosados com relação água / aglomerante 0,40. Nota-se que há formação de dois grupos estatisticamente diferentes sendo que o grupo de maior resistência é composto pelos sistemas de RRDR e NAN70. A figura 11 apresenta a comparação de médias para os traços de concretos dosados com relação água/aglomerante 0,27. Para este traço de concreto, diferentemente dos demais, os dois sistemas

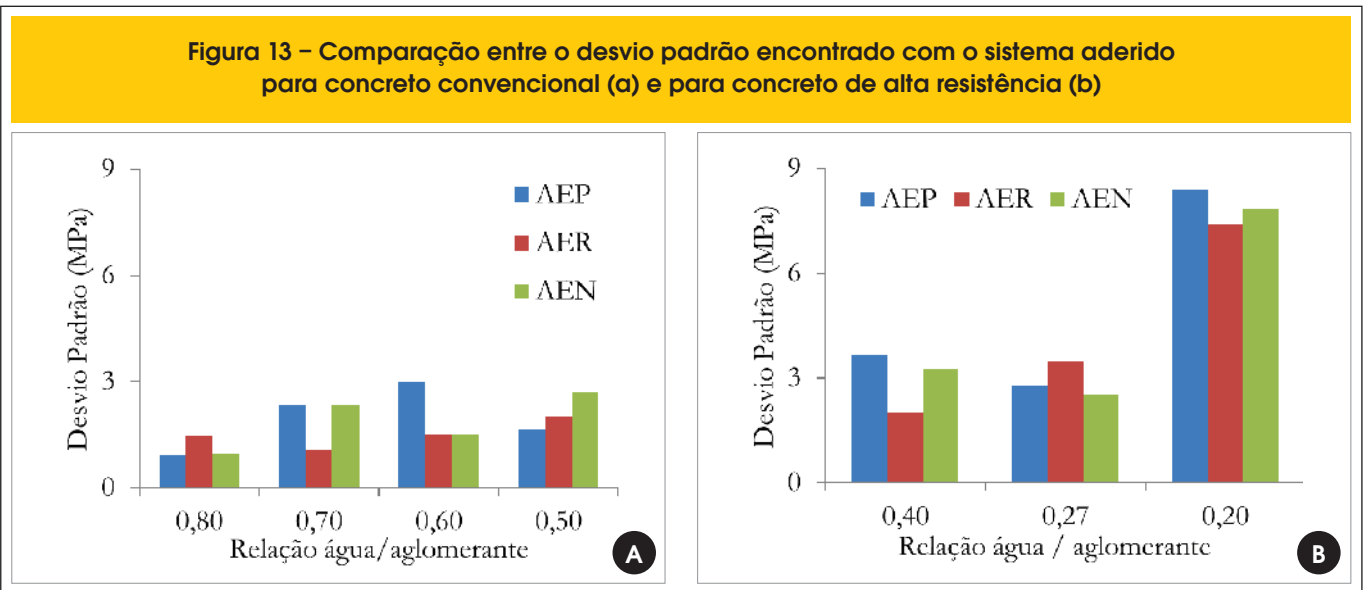
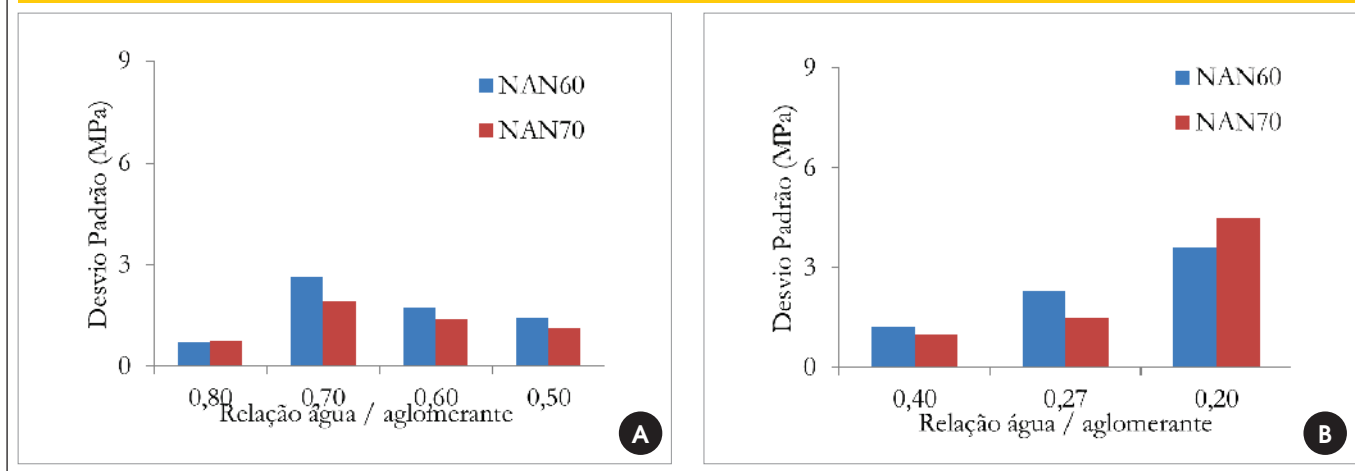


Figura 14 – Comparação entre os desvio padrão do sistema não aderido para concretos convencionais (a) e de alta resistência (b)



não aderidos apresentaram estatisticamente as médias maiores que os demais sistemas.

A figura 12 apresenta a comparação de médias para os traços de concreto produzidos com relação água / aglomerante 0,20. Para este nível de resistência todos os tratamentos superficiais apresentam resistências médias estatisticamente diferentes. Destaca-se a técnica de RRDR como a que apresentou a maior resistência média.

De maneira geral observou-se através da análise de médias que os tratamentos NAN60, NAN70 e RRDR foram os mais eficientes. Sendo estes, para todos os níveis de relação água / aglomerante igual ou menor que 0,40, os três mais eficientes. Salienta-se o fato de que os métodos NAN70 e NAN60 foram executados com almofadas de neoprene novas sendo que cada uma delas foi utilizada somente cinco vezes. Não foram feitos testes quanto à durabilidade das almofadas, por tanto, não se identificou para quantas utilizações as mesmas apresentam este desempenho.]

3.3 Comparação do desvio padrão encontrado em cada método e do coeficiente de variação

O desvio padrão na resistência dos corpos de prova irmãos é um indicativo da confiabilidade do ensaio. Ter um desvio padrão baixo implica em pouco ruído experimental.

A figura 13 representa o desvio padrão encontrado para as técnicas de sistema aderido. Os valores são maiores do que os encontrados por Ruiduit e Cremonini (2009), cerca de 1 a 1,5 MPa para concretos convencionais. Porém são menores dos que encontrados por Silva et al (2010). A figura 14 apresenta os desvios para o sistema não aderido, para os concretos de resistência convencional e de alta resistência. Para os concretos de resistência convencional a técnica utilizando o neoprene de 70 Shore apresentou menores valores de desvio padrão. Os desvios para as diferentes relações água / aglomerante são menores do que os do sistema não aderido quando

Figura 15 – Comparação entre o desvio padrão encontrada para o sistema com desgaste mecânico por retífica para concretos convencionais (a) e alta resistência (b)

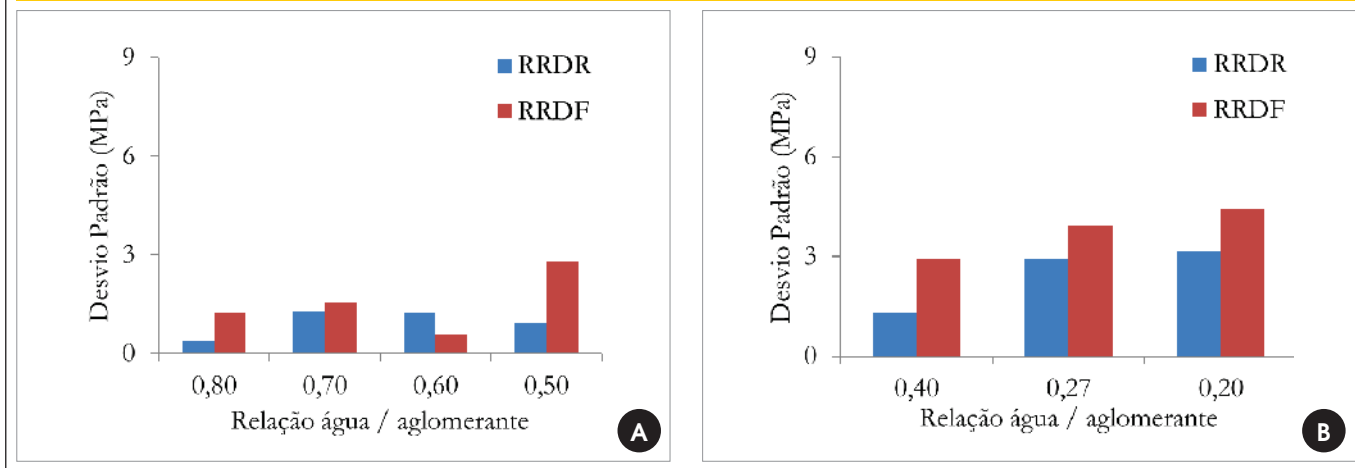
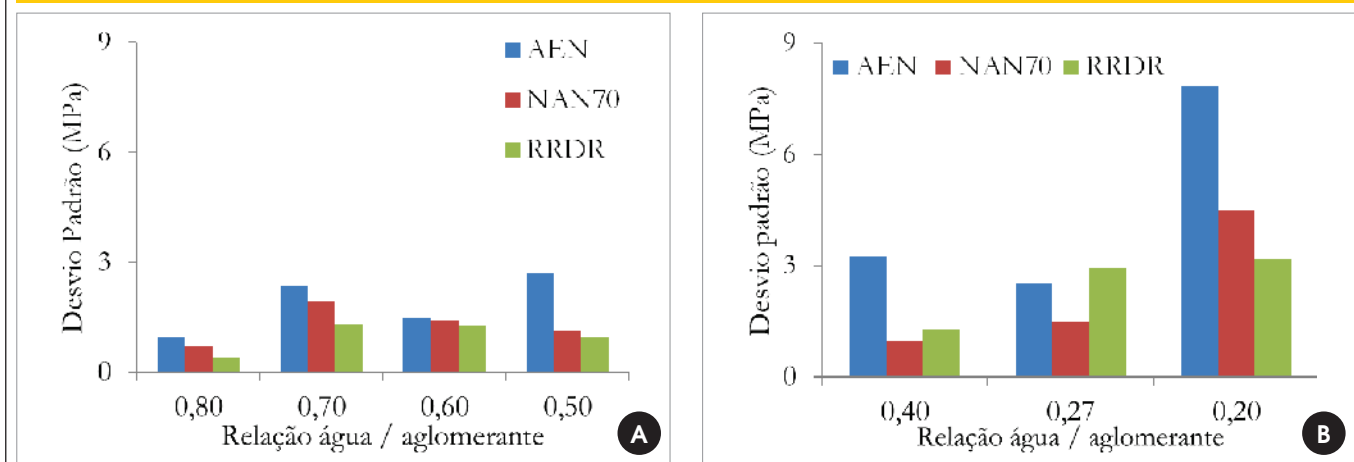


Figura 16 – Comparação entre os menores desvio padrão encontrada para cada técnica dos três sistemas para concretos convencionais (a) e concretos de alta resistência (b)



comparado com o sistema aderido. Os valores encontrados são da mesma ordem de grandeza dos encontrados por Lopes et al (2012) que obteve para está técnica em concretos de 40 MPa valores de desvio padrão entre 1,48 e 2,61 MPa e de 4,5 MPa para concretos de 60 MPa.

A figura 15 apresenta os desvio padrão apresentados pelos concretos de resistência convencional e de alta resistência quando ensaiados com sistema de regularização superficial dos topos, ou seja, desgaste mecânico por retífica. Somente para a relação água / aglomerante 0,6 o desvio padrão da técnica RDRF apresentou desvio padrão inferior ao apresentado pela técnica de RRDR. Os valores encontrados são semelhantes aos encontrados por Ruduit e Cremonini (2009) e Silva et al (2012) para o mesmo sistema de tratamento de topo.

A figura 16 apresenta uma comparação entre as técnicas mais eficientes de cada um dos três sistemas. Para os concretos convencionais a técnica RRDR apresentou os menores desvio padrão. Já para o concreto de alta resistência a técnica de NAN70 apresen-

tou menores desvio padrão para os concretos com relação água / aglomerante 0,4 e 0,27.

Além da análise do desvio padrão, outro parâmetro analisado é o coeficiente de variação. A figura 17 apresenta os menores coeficientes de variação de cada um dos três sistemas para os concretos estudados. O coeficiente de variação sendo o cociente do desvio padrão pela média permite uma análise combinada dos dois fatores. Através da análise do coeficiente de variação percebe-se que para os diferentes níveis de relação água / aglomerante o sistema RRDR apresentou o menor valor com exceção dos concretos moldados com as relações 0,4 e 0,27.

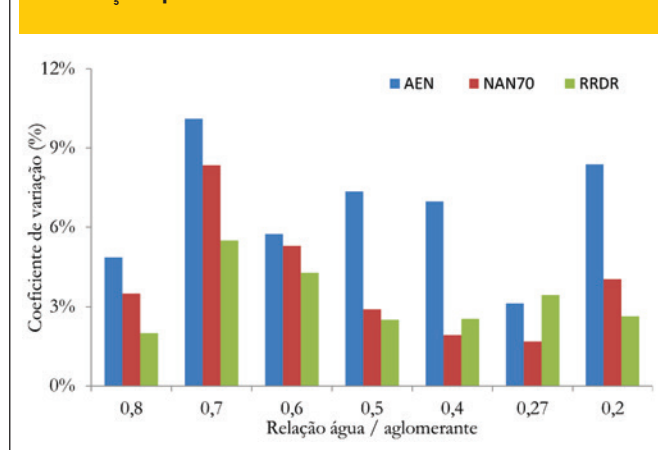
4. Conclusões

O presente trabalho avaliou diferentes tipos de tratamento superficial para corpos de prova cilíndricos através da moldagem e ruptura de 245 corpos de prova. Uma contribuição ao conhecimento na área foi a inserção de ensaios para concretos com 20 MPa a 125 MPa, que ainda não havia sido estudada. Foi possível verificar que há diferenças significativas entre os sistemas analisados, como a bibliografia já afirmava. Outra constatação é que técnicas de um mesmo sistema podem apresentar resultados distintos, como no caso das técnicas RRDF e RRDR.

Tendo em vista os objetivos do presente trabalho conclui-se, através da análise de médias, que os sistemas analisados apresentaram resultados semelhantes para os concretos de resistência convencional, com exceção da técnica AER. Contudo, ao se avaliar o desvio padrão encontrado para grupos de cinco corpos de prova irmãos verifica-se que o desempenho da técnica de RRDR foi superior a todos os demais para os quatro níveis de relação água / aglomerante analisados, apresentando os menores valores de desvio padrão. Essa afirmação também é confirmada pela análise do coeficiente de variação que associa a média e o desvio padrão dos diferentes concretos convencionais. Assim, conclui-se e recomenda-se para concretos convencionais a técnica de RRDR por ser a mais eficiente.

Para os concretos de alta resistência, através da análise de médias, constata-se que os tratamentos NAN60, NAN70 e RRDR

Figura 17 – Comparação entre os coeficientes de variação para os diferentes concretos estudados



apresentaram-se os mais eficientes sendo os três níveis de relação água / aglomerante iguais ou inferiores a 0,40 os mais eficientes, ou seja, apresentaram os maiores valores de média. O mesmo comportamento se observa para o desvio padrão e para o coeficiente de variação. A técnica NAN70 apresentou os menores valores de desvio padrão para as relações água / aglomerante 0,40 e 0,27. Já a técnica RRDR apresentou o menor desvio para a relação água / aglomerante 0,20. Conclui-se assim que a técnica RRDR e a técnica NAN70 são as mais indicadas para concreto de alta resistência. Também recomenda-se para estudos futuros uma análise de número de ensaios possíveis utilizando a mesma bolacha de neoprene, mantendo o mesmo desempenho obtido no presente trabalho.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao LEME (Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais) da UFRGS pelo apoio na realização dos experimentos e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoas de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento deste trabalho.

6. Referências bibliográficas

- [01] ACI Committee 211.1. Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991.
- [02] AGUIAR, R.; ARAÚJO, J.; GEYER, A. Agressão aos trabalhadores e ao meio ambiente de trabalho na utilização do enxofre no capeamento de corpos de prova. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.
- [03] AÏTCIN, P. C. (1989). Les betons a très haute resistance. Bulletin Liaison Lab. P. et Ch. Juil-Août, 55-60.
- [04] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 39 – Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM Committee C09 on Concrete and concrete Aggregates, 2003.
- [05] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1231/C: Standard practice for use of unbounded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders. New Mexico, 2000.
- [06] Amorim, B.; Sagave, A. M.; Beber, A. J.; Santos, S. Capeamento com enxofre VS. Compensado de madeira: uma alternativa viável. 49º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Bento Gonçalves – RS, Setembro, 2007.
- [07] ARAÚJO, S. S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, A. L. B. Influência do tipo de concreto, da dimensão do corpo de prova cilíndrico e do tipo de laboratório na determinação da resistência à compressão do concreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [09] _____. NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [10] _____. NBR NM 65: Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega – método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [11] _____. NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- [12] _____. NBR NM 77: Concreto – Preparação das bases dos corpos-de-prova e testemunhos cilíndricos para ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [13] _____. NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] _____. NBR 5733: Cimento Portland – Cimento Portland de alta resistência inicial – especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [15] _____. NBR 5735: Cimento Portland – Cimento Portland de alto-forno - especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- [16] _____. NBR 5736: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [17] _____. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [18] _____. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- [19] _____. NBR 7112: Concreto – Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- [20] _____. NBR 7809. Agregado Graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 1983.
- [21] _____. NBR 11578: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [22] BARBOSA, F. R.; MOTA, J. M.; SILVA, A. J. C.; OLIVEIRA, R. Análise da influência do capeamento de corpos de prova cilíndricos na resistência à compressão do concreto. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.
- [23] BARBOSA, H. A.; OLIVEIRA, S. L. Análise de diferentes tipos de capeamento na resistência à compressão do concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Fortaleza – CE, Outubro, 2010.
- [24] BURG, R. G.; OST, B. W. Engineering properties of commercially available high-strength concretes, Research and Development Bulletin RD104T, Portland Cement Association, 1992.
- [25] CUNHA, R. R.; SOARES, L. P. F. Cuidados e precauções nos processos de moldagem, cura e ensaios a compressão axial simples de corpos de prova cilíndricos de concreto usinado como referência a NBR 5738. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [26] De LARRARD, F. Mechanical material properties, Proceedings Fourth International Symposium on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, 29-31 May, Paris France, 1996. p. 29-38.
- [27] GOMES, E. L.; LIMA, F. B.; ASSIS, W. S. Análise estatística da resistência a compressão do concreto produzido em Alagoas de 2004 a 2010. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [28] GOMES, E. L.; LIMA, A. L.; SANTOS, R. B.; GOMES, P. C.; ASSIS, W. S. Análise do desempenho de técnicos de laboratório a partir de resultados de resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos de concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [29] HANSEN, E. A., LEIVO, M., RODRIGUES, J.; CATHER, R. Mechanical properties of high strength concrete – Influence of test conditions, specimens and constituents.

- Proceedings Fourth International Symposium on utilization of high strength/high performance concrete, 29-31 May, Paris France, 1996. p. 187-202.
- [30] HELENE, P. L.; TERZIAN, P. R. Manual de dosagem e controle do concreto. Brasília: Pini, 1992.
- [31] JERÔNIMO, V. L.; SOUZA, L. A. A. S.; SILVA, B. V.; MARQUES, G. G.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise da influência da regularização dos topos de corpos de prova cilíndricos sobre a resistência a compressão do concreto. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [32] LEITÃO, M. T.; PAMPLONA, H.; CABRAL, A. E. B. Estudo do desvio padrão utilizado por usinas de concreto da cidade de Fortaleza. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [33] LIMA, M. G.; BASSANI, A. C.; ALMEIDA JÚNIOR, G. S. Estudo de materiais alternativos para capeamento de corpos de prova cilíndricos de concreto para ensaios de resistência a compressão. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [34] LOPES, J. B. O.; WILRICH, F. L.; DIAS, C. G.; BERNARDI, N. Uso de almofada de neoprene confinada combinada com retificação para ensaios de compressão axial de corpos de prova de concreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [35] MEHTA, P.K; AÏTCIN, P-C. Principles underlying production of high performance concrete. Cement, Concrete & Aggregates v. 12, n.2, p. 70-78, 1990.
- [36] MENEZES, A. J. R.; CABRAL, E. B. Estudo comparativo entre capeamento de corpo de prova de concreto com enxofre, uso de neoprene e retificação de topo para ensaio de resistência a compressão axial. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [37] MINDESS, S. Materials selection, proportioning and quality control high performance concrete and applications. Edited by S. P. Shah, P. Sundera, and S. H. Ahmad, 1-25, 1994.
- [38] PISTILLI, M. K; WILLEMS, T. Evaluation of cylinder size and capping method in compression strength testing of concrete. Cement, Concrete, and Aggregates, CCAGDP, Vol. 15, Nº 1, Summer, 59-69, 1993.
- [39] RUDUIT, F. R.; CREMONINI, R. A. Estudo comparativo de métodos de preparo de topos de corpos de prova de concreto para ensaio de resistência a compressão. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.
- [40] SILVA, A. J. C.; SANTOS, C. F.; NETO, J. M. C.; MONTEIRO, E. C. B. Discussão dos fatores de influência nas operações de ensaio em corpos de prova de concreto. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009. (a)
- [41] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; AZEVEDO, A. P.; SANTOS, A. B.; CARMO, A. A. Contribuição para o estudo da influência das dimensões dos corpos de prova cilíndricos na confiabilidade dos resultados de resistência à compressão axial de concretos. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [42] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; SANTOS, S. A. B.; BRITO, J. S.; CARMO, A. A. Avaliação dos resultados de resistência a compressão axial de concretos fornecidos a obras em Salvador. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2010.
- [43] SILVA, A. S. R.; AZEVEDO, M. T.; COSTA, F. N.; SILVEIRA, I. P.; CARMO, A. A. Avaliação dos resultados de resistência a compressão axial de concretos fornecidos a obras e produzidos por centrais dosadoras em Salvador – parte 2. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [44] SILVA, M. J.; RUBIA, R.; PONCIANO, B.; SANTOS, D. H.; BEZERRA, A. C. S.; PEIXOTO, R. A. F. Influência de dois tipos de capeamento de corpos de prova de concreto. 53º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Florianópolis – SC, Novembro, 2011.
- [45] TORALLES-CARBONARI, B. M. T. Estudio paramétrico de variables y componentes relativos a la dosificación y producción de hormigones de altas prestaciones, 1996. Universitat Politècnica de Catalunya.
- [46] VIEIRA, L. B. P. Análise sobre o impacto da realização do ensaio de compressão axial do concreto na condição saturada contra condição seca. 54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió – AL, Outubro, 2012.
- [47] VIERA, T. M.; VASCONCELOS, A. S.; LAGO, L. B.; BRANCO, H. L.; SOUZA, P. S. L. Influência da dimensão do corpo de prova de concreto e da forma de capeamento, nos resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade. 50º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Salvador – BA, Setembro, 2008.
- [48] ZANETTI, J. J. Falhas dos processos de laboratório que comprometem a avaliação dos resultados de resistência dos concretos. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba – PR, Outubro, 2009.

Analysis of the braking longitudinal force considered by NBR7187 (2003) through a case study

Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR7187 (2003) através de estudo de caso



G. C. BETTAZZI^a
giadabettazzi@gmail.com

T. B. DUMÊT^a
tbdumet@ufba.br

Abstract

This paper analyzed the mechanical behavior of a railway bridge by the Finite Element Method and by monitoring strain deformations with extensometry during its operation. To represent the situations that occur in its operation, tests were made with train braking. The results of monitoring the bottom cross section of column P15 of the bridge are presented. Based on the obtained data, the deformations occurring during the tests are verified against the calculated values obtained by the FEM method and those prescribed by NBR 7187(2003). The comparison between the real behavior of the structure, recorded experimentally through extensometry, and the numerical forecast and its assumptions from the project conceived was done. From this comparison, it verified that the value of longitudinal force due to braking recommended by the standard is appropriate.

Keywords: railway braking. railway bridge. NBR 7187 (2003). extensometry. bridges.

Resumo

Neste trabalho foi analisado o comportamento mecânico de uma ponte rodoferroviária com o cálculo através do Método dos Elementos Finitos e com o monitoramento com extensometria das deformações obtidas durante sua operação. Para representar as situações que ocorrem em sua operação, foram feitos testes com frenagem de trem. São apresentados os resultados do monitoramento da seção transversal da base do pilar P15 da ponte. Com base nos dados obtidos, foi verificado se as deformações ocorridas durante os testes estão ou não de acordo com o calculado pelo método numérico e o prescrito na norma NBR 7187(2003). Foi feita a comparação entre o comportamento real da estrutura, registrado experimentalmente através da extensometria, e a previsão numérica a partir do projeto idealizado. A partir dessa comparação, verificou-se se o valor da força longitudinal devida à frenagem recomendado pela norma está adequado.

Palavras-chave: frenagem ferroviária. ponte rodoferroviária. NBR 7187 (2003). extensometria. pontes.

^a Departamento de Construção e Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA, Brasil.

1 Introduction

A structure's integrity should be analyzed regularly throughout its lifespan to avoid potential problems caused by geometric flaws, differential foundation settling, and design or construction errors. Non-destructive methods are the best way to ensure the absence of structural problems because, as the name implies, they do not damage the structure. One such method is extensometry, which is a technique for monitoring strain. In this study, extensometry was used on a railway bridge.

The train traffic on a bridge causes stresses in the structure that can be calculated from the strain data at previously defined points. The moments and loads that cause these deformations can be calculated from the geometric data of a cross section.

The main reason for monitoring braking is to determine the stress transmitted to the mechanical anchors installed at the anchor points of a mixed-structure bridge.

When a train is passing over a bridge, the superstructure's sections work alternately under tensile and compressive loading as the train arrives at subsequent sections of the bridge.

Due to the alternating forces along the bridge, it is necessary to monitor the strains in strategic sections throughout testing, and extensometry is used for this purpose.

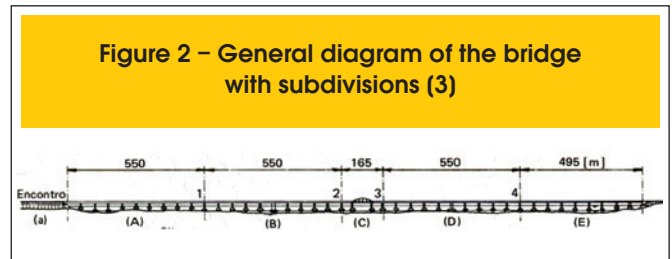
Extensometry is a technique used for experimental measuring and the recording of strains and stresses in metal or reinforced concrete structures under loading or thermal gradients, among other uses.

The strain in several parts of a real structure, under service conditions, can be measured with accuracy and without damaging the structure while maintaining the loads under stress levels compatible with its bearing capacity. This measurement allows for a quantitative analysis of the strain distribution under real operating conditions.

In the elastic region of a given material's stress-strain diagram, with the strain being directly proportional to the deformation, it was possible to determine the stress at a given section of a structural element by using the measured strain multiplied by the material's modulus of elasticity (E).

With these data, it was concluded that extensometry made it possible to monitor the stress distribution variation along the sections of a bridge during its operation based on the measured and digitally recorded strain values.

To analyze the structure's theoretical behavior and compare the calculated strain values with those measured using extensometry,



it was necessary to calculate the stresses and strains using a numerical method. The method used in this study is known as the finite element method (FEM).

The road and railway bridge studied is part of a railroad responsible for the operation of the longest train in the world, which is over three kilometers long. This train is used mainly to transport iron ore and manganese ore in addition to passengers. The bridge has a total width of 19.40 m and total length of 2,344 m, and its superstructure is defined by a single-celled metal box topped by a concrete deck, pre-stressed in its longitudinal direction and operating in a composite manner. The box is 6.00 m wide, on which the entire rail bed sits.

In addition to a railroad, the bridge also contains a state highway. The lateral road lanes are built on angle bars attached by screws to the central box, supporting metal cross beams every 11 m, which in turn are topped by decks containing composite beams. The box's slab is also pre-stressed. The total width of each road section is 6.00 m, including guardrails (see Figure 1).

The monitored structure consisted of a road and railway bridge subdivided into 5 sections with lengths of 550 m, 550 m, 165 m, 550 m, and 465 m, totaling 2,344 m of length. All spans were 55 m long, except for the 165-m section, which had a central span of 77 m in length over a navigable channel and was equipped with an auxiliary upper arch with adjacent spans of 44 m each. The bridge had, in the railway portion, a metal box central section (special anti-corrosion steel SAC-50, Class II) with a reinforced concrete deck in the span and pre-stressed on the support, characteristic of a composite structure. The highway lanes were constructed using the angle bar process and mixed grill and were fixed at transversely stiffened points of the box.

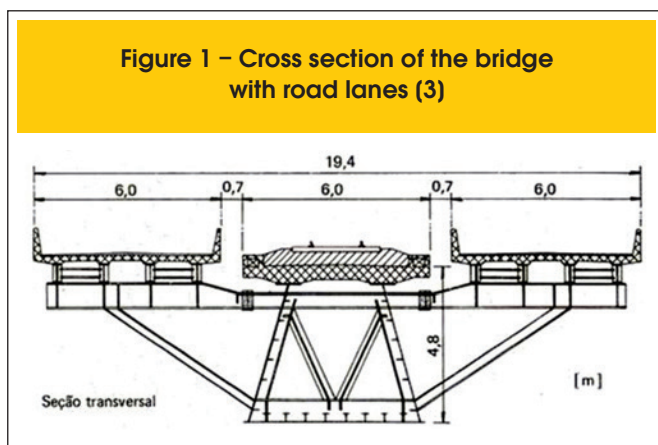
The columns were composed of reinforced concrete with cellular cross sections and were made with sliding molds [3].

The bridge was built using the incremental launch method, where the entire superstructure, with previously built columns, was longitudinally pushed by means of special jacks capable of providing both horizontal and vertical movement.

Figure 2 shows a schematic overview of the bridge. Letters (A) to (E) refer to sections 1 to 5, respectively.

Section 2, the modeled section, is 550 m long from the expansion joint of column P10 to the expansion joint of column P20. The fixed anchorage point of the longitudinal forces of this section is column P15 (monitored column), 21.85 m high, with a hollow cross section with external dimensions of 10.00 m x 7.50 m and internal walls that define eight chambers. These dimensions provide significant column bearing capacity to resist shear forces and bending moments arising from the braking and acceleration forces from both the railway and the highway.

Columns P11 to P14 and P16 to P20 have hollow cross sections with external dimensions of 6.00 m by 1.50 m. The columns' faces



that cross-cut the river are rounded to minimize the current forces and hinder the trapping of floating objects, with heights ranging between 23 m and 24 m.

The anchoring system of column P15 is formed by studs and shear wrenches responsible for the transfer of longitudinal forces from the superstructure to the column.

1.1 Objectives

This study's main objective was to analyze the mechanical behavior of a road and railway bridge by monitoring the strain occurring in the cross section of the base of a bridge column during its operation.

The specific goals of this study were to analyze the stress distribution in the monitored section during its operation, analyze the theoretical behavior of the bridge structure when under the influence of known loads according to the standard NBR 7187 (2003), and verify whether the value of the longitudinal force due to braking, given by the standard, was appropriate.

1.2 Background

There are times when the understanding of a railway bridge's bearing capacity becomes necessary so that trains with increased loads (i.e., heavier wagons or greater lengths) can travel over it safely.

The bearing capacity of a railway bridge can be determined by testing, provided there is a train with defined features on a determined section of the thoroughfare.

However, in addition to the difficulty of having a train and a commercial thoroughfare available for testing, this procedure is often not feasible because, as in the case of a railway system, a train or a thoroughfare still in the design stage does not exist. Moreover, when investigating the speed limit for existing trains, certain testing conditions can lead to loss of control of the train, with consequent risks and losses.

Thus, there has been a need for a reliable simulation process that allows the necessary tests for a given system's optimization to be carried out rapidly and safely, or for various possible conditions to

be simulated so that the most appropriate solution can be selected. However, this simulation process is no more accurate than performing actual tests with a train possessing the necessary characteristics and a study thoroughfare. This article highlights the difficulty of accomplishing the tests described in this study. The tests required complex logistics so that their completion would interfere minimally with the railroad's operation.

In addition, this study conducted tests using the train considered the longest in the world, which made those tests even more significant. No record has been identified in the scientific literature concerning the extensometry monitoring of a road and railway bridge during the passing and braking of trains with variable loads and speeds.

Thus, the analysis and publication of such data will be of utmost importance to the technical community with respect to bridge design because the work presents the foundation for a discussion about the value recommended by the Brazilian standard for the load due to train braking.

1.3 Methodology

The methodology used to establish the actual distribution of stresses in the bridge column section during its operation was intended to analyze the measured strains and then, knowing the modulus of elasticity of the steel used in the structure's construction, to calculate the respective stresses.

To analyze the bridge's theoretical behavior, these stresses were calculated using FEM by introducing the geometrical characteristics of the materials, loading, and movement restrictions in the model created to represent the bridge structure.

Only one of the bridge's five sections was modeled (section 2) because each section operated independently from the others. The chosen section exhibited fewer modeling difficulties compared to the others in terms of the auxiliary arch and abutment locations.

The bridge's monitoring was conducted through the installation of electric extensometers on the reinforcing steel of the concrete columns. Data acquisition was performed using data acquisition systems and software provided by Lynx Tecnologia. The software used for data acquisition and subsequent processing was AqDados®, and the signal analysis and processing module in that software is called AqDAnalysis®, version 7.2. The data acquisition system for monitoring was the ADS2000 model with an AI2161 conditioner.

Figure 3 shows the location of the extensometers whose strains were analyzed in this study, those installed in abutment column P15. The following procedure was followed to install the extensometers on the column reinforcements.

- Determination of the position of the steel rebar to be instrumented with a pachometer
- Delimitation of the concrete area to be removed with a marble cutter
- Removal of the concrete covering layer with a chisel or jackhammer
- Sanding of the rebar, to remove dents, with an electric sander
- Manual sanding of the rebar with sandpaper
- Cleaning of the rebar with isopropyl alcohol
- Placement of the electrical resistance extensometer with cyanoacrylate ester adhesive (super glue)
- Welding of the cables with a three-wire connection
- Electrical insulation of the wiring with electrical tape
- Mechanical protection with epoxy resin adhesive

Figure 3 – Location of the extensometers installed in column P15 (2)

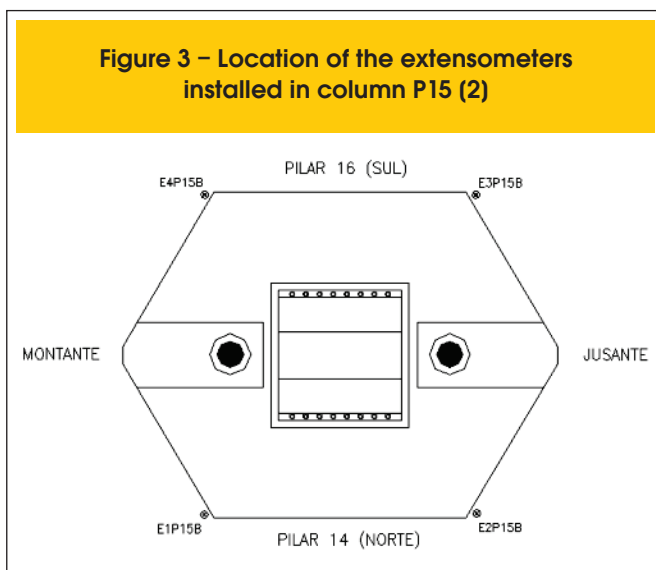


Table 2 – Height of section 2 columns

Column	Height (cm)
P10	2326.3
P11	2398.8
P12	2402.9
P13	2405.0
P14	2405.0
P15	2185.0
P16	2405.0
P17	2405.0
P18	2405.0
P19	2405.0
P20	2405.0

k) Verification of the extensometer’s operation with a multimeter and data acquisition system

l) Closure of the gap with grout

The tests cited in this study occurred in stages. The trains passed and braked on the bridge at different speeds and loads. Furthermore, the composition of the trains (type and number of wagons and locomotives) also differed throughout the tests and assays. Because the bridge experienced a high flow of material and passenger transportation, such tests and assays were planned to minimize the time losses caused by the braking and speed changes. The speeds of the trains did not exceed the railroad’s minimum and maximum operating speeds (as defined by the company responsible for the railway) so as not to cause damage to the bridge structure or to the locomotives. The stresses verified in the section under study were compared with those calculated by numerical analysis, taking into account the stresses prescribed by the NBR 7187(2003) standard and, whenever possible, understood from theoretical considerations based on the technical literature.

To calculate the theoretical strain values according to the NBR7187 (2003) considerations, section 2 of the bridge was modeled in software that used the FEM in its calculations. The software used in this study was selected for its ease of handling and for being a program widely used in bridge design. The use of specific bridge software was not necessary because this study did not aim to design a bridge, only to perform a simple analysis of an existing bridge.

For this study to be successful, it was necessary to make simplifications that significantly reduced the time spent on modeling and minimized interference in the analyzed results.

Because the bridge is composed of five structurally independent sections, it was not necessary to model the entire bridge, and only one section was modeled. Section 2 was chosen as the easiest section to be modeled because it does not have abutments, such as in sections 1 and 5, nor an arch, such as in section 3. Section 4 could have been chosen for having one fewer span than section 2, but only one column of this section was monitored.

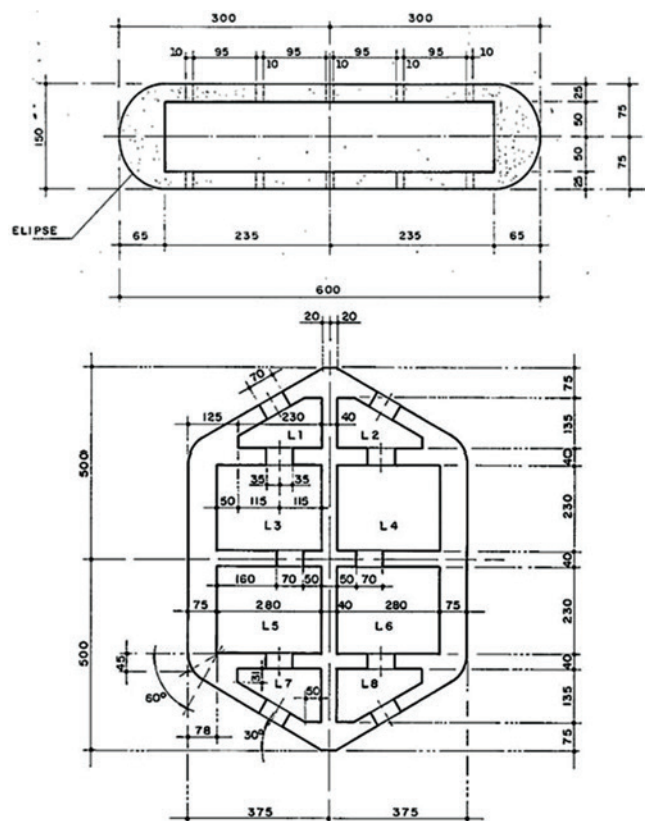
Once the section to be modeled was chosen, the modeling commenced with the variable height columns, as observed in Table 2. The columns were represented by bars with their moment of inertia value defined according to the column cross-sections, shown in Figure 4.

The superstructure of the bridge was also modeled as a bar. Similarly, this bar had its moment of inertia value calculated for the metal box and the concrete deck. It was not necessary for the bars to have the same weight as the bridge elements because this load did not affect the strain variation during train braking.

To represent the elastometer-type support devices on top of the columns, the connection between the columns and the metal box was modeled to allow for rotation between the box and columns. Thus, there was no encasement between the box and the columns. After section 2 was modeled, the horizontally distributed load relative to the braking was included throughout the section, considering a slowdown of 15% as recommended by NBR7187 (2003). The train-type to be considered was the TB360, taken from the standard, and the impact coefficient was equal to 1.28.

The main objective of this study was to compare the calculated strains with the measured strains. To this end, a comparison was made considering the same situation in both the model and the real structure. The presented graphs refer only to the time when the train was passing and braking while loaded on the monitored section. Because the time the train took to pass through a section was at most 10 minutes, the only relevant loads with varying values were the braking load and that due to the train’s weight. Therefore, only these loads were included in the model created in the software. In this way, the strain variations were compared between

Figure 4 – Cross sections of the columns in section 2. Dimensions in cm (6)



the instant when there was no train on the section and the instant when the train filled the entire section, which is the time when the greatest strains occurred.

A centrifugal load does not act on the bridge because there is no curve in section 2. It was noted that, during the time represented in the graphs, the wind did not cause a relevant effect on the base of the columns, and neither did the temperature because there was not enough time for a major variation to occur. The other loads did not vary during monitoring, so they did not influence the measured strain variations and were therefore not included in the model. The loads related to passing vehicles on the highway were disregarded because the vehicles that travel there, when compared to the trains, exert very little influence on the measured strains. This situation was verified during testing. Finally, the side impact was not considered because it was a load transverse to the axis of the bridge that did not interfere with the bending moment in the analyzed direction, depicted as direction y.

After the structure of section 2 was modeled and the loads entered, the analysis was performed and the bending moment value at the base of the bars that represent the columns was extracted. To calculate the strain caused by the bending moment in the software, the normal stress was calculated, followed by the resulting strain. The performed analysis was elastic because the stresses along the section were not greater than the yield strength. Therefore, the calculations were performed using Hooke's Law, which is confirmed below. The moments of inertia of the sections shown in the mentioned figures were calculated before including the bars in the model. The longitudinal direction (the direction of vehicle flow) was relevant to the analysis. Columns P10 to P14 and P16 to P20 had a moment of inertia of 1.15 m^4 , while the fixed column P15 had a moment of inertia of 143.7 m^4 .

The concrete used to manufacture the columns had a value defined in the design of the characteristic compressive strength, with

f_{ck} equal to 25 MPa. In assessing the behavior of a structural element or cross section, a single modulus of elasticity can be adopted for both tension and compression, equal to the secant modulus of elasticity, which is calculated using Equation 1 [7]:

$$E_{cs} = 0.85 \cdot 5,600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.85 \cdot 5,600 \cdot \sqrt{25} = 23,800 \text{ MPa} \quad (1)$$

Thus, the modulus of elasticity value used for the calculation of the column stiffness was equal to 23,800 MPa.

The braking force included in the bridge model developed in the software accounted for 15% of the vertical load of the type TB360 train used in the transportation of iron ore, as shown in Equation 2:

$$F_{renagem} = 360 \cdot 4 + 120 \cdot (550 - 8) \cdot 0.15 = 9,972 \text{ kN} \quad (2)$$

The strain variation value was calculated from the bending moment extracted from the diagram generated by the finite element software.

2 Results and discussion

This study was conducted between November 2011 and August 2012 by AJL Engenharia and was based on the results obtained from monitoring the strain in sections of the road and railway bridge, as along with numerically calculated strain values and those from a literature review.

Figure 5 shows graphs of the rebar strain versus time obtained

Figure 5 - Strain graphs of the four extensometers installed in column P15 during the train's braking (2)

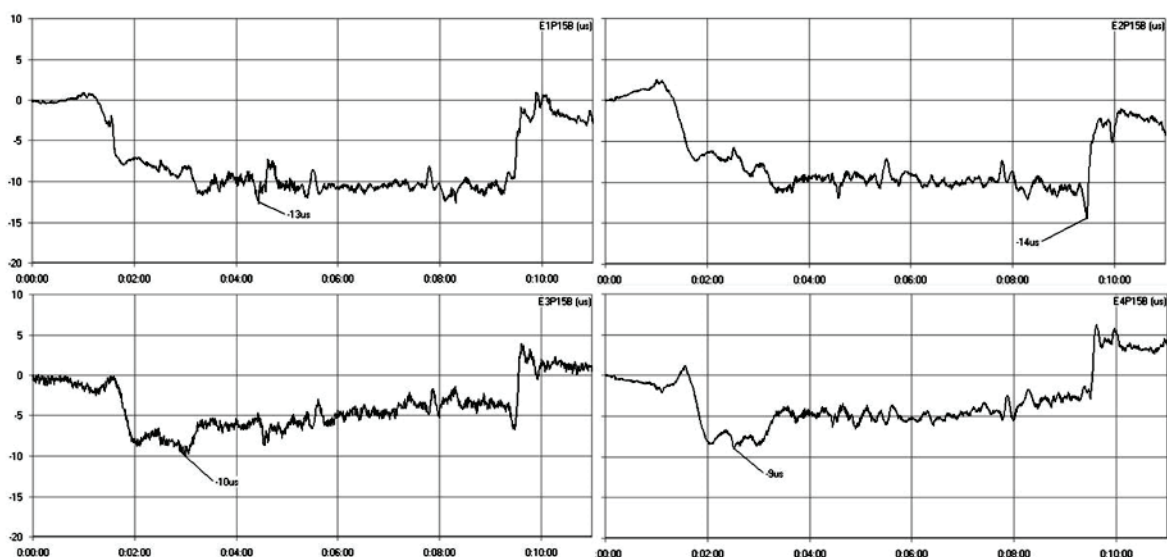


Table 1 – Summary of the strain and stress variations in the extensometers at column P15

6 Extensometer	7 Strain variation ($\Delta\varepsilon$)	8 Stress variation ($\Delta\sigma$)
9 E1P15B	10 $-13\ \mu$	11 $26\ \text{MPa}$
12 E2P15B	13 $-14\ \mu$	14 $28\ \text{MPa}$
15 E3P15B	16 $-10\ \mu$	17 $20\ \text{MPa}$
18 E4P15B	19 $-9\ \mu$	20 $18\ \text{MPa}$

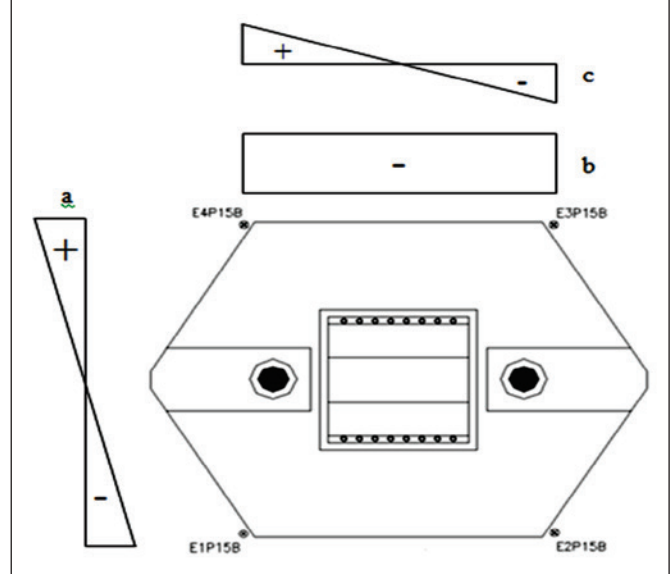
from the monitoring performed on the road and railway bridge. The graphs' ordinates are the specific strain values in μ and the abscissae are the time lengths, in minutes, of the trains passing over the column. The graphs start at zero so that the analysis is simpler and faster, presenting the strain variation relative to the beginning of the graph without any confusion. In addition, the graphs refer only to the time of the passing train because earlier or later readings were not relevant to this study. These graphs show the strains measured by the extensometers installed in the cross-section located two meters from the base of column P15 during the braking of a loaded train with a total weight of 39,282 tf. Strain variation values were extracted from the graphs, and the corresponding stress values were calculated and are summarized in Table 1.

Table 1 shows that the strain variation values in extensometers 1 and 2 differ by $-1\ \mu$, as do the values of extensometers 3 and 4. Moreover, based on the knowledge of the extensometer positions, one could infer the direction of the braking force as being from column P16 to column P14 because only in this direction would it be possible to cause a greater deformation due to higher compression in extensometers 1 and 2. This direction was correct because these graphs were generated by monitoring the braking of a loaded train, which occurred only in the direction Abutment E2 \rightarrow Abutment E1 so that the iron ore could be exported to the port. The strain variations shown in the table were the result of a) vertical loading due to the weight of the train and the iron ore it transported and b) horizontal loading due to train braking. The following procedure was conducted to calculate the amount of strain resulting from the bending moment.

- Three extensometers were selected (E1P15B – ε_1 , E2P15B – ε_2 , and E3P15B – ε_3);
- A system of equations was assembled with the strain variations presented by the selected extensometers, where the unknown variables were the portions due to the normal force **b**, the bending moment in the direction transverse to the axis of bridge, **c**, and the bending moment in the longitudinal direction of bridge **a**. The system shown was assembled based on Figure 6, which shows diagrams of the strain values due to forces acting on column P15's cross-section with the arrangement of the extensometers:

$$\begin{cases} -a - b + c = \varepsilon_1 - 13 \\ -a - b + c = \varepsilon_2 - 14 \\ a - b + c = \varepsilon_3 - 10 \end{cases}$$

Figure 6 – Strain graphs due to the normal force and bending moments in column P15



- The system of equations was solved, resulting in $a = 2.0\ \mu$, $b = 11.5\ \mu$, and $c = 0.5\ \mu$, with a ratio of $\frac{1}{4}$ between the strain caused by the transverse bending moment and the strain caused by the longitudinal bending moment.

This ratio of 25% among the strain values showed that the longitudinal bending moment was 4 times greater than the transverse bending moment, confirming that the forces in the longitudinal direction of the bridge were greater than the forces in the transverse direction of the bridge at the time monitored.

After the strain due to the bending moment was calculated, the corresponding stress could be calculated by multiplying it by the CA50 steel's modulus of elasticity, $E = 200\ \text{GPa}$, resulting in a stress $\sigma = 0.4\ \text{MPa}$. Based on the diagram presented by the software, the bending moment value due to braking 2 m from the base of column P15 was found to be 197,932 kNm. This value was due only to the braking load because the connection between the column and the superstructure was pivoted, meaning there was no transfer of momentum between the two. Thus, the momentum caused by the vertical load of the train type was not transmitted to the column. Using equation 3, the corresponding normal stress was calculated with the data from the concrete section:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{197,932\ \text{kN} \cdot \text{m} \cdot 3.75\ \text{m}}{143.7\ \text{m}^4} \cong 5,165\ \text{kN/m}^2 = 5\ \text{MPa} \quad (3)$$

Based on the normal stress exerted on the reinforcement farther from the centroid, the specific strain was calculated using Equation 4:

$$\varepsilon_{\text{theoretical}} = \frac{\sigma}{E} = \frac{5,165\ \text{kN/m}^2}{200 \cdot 10^6\ \text{kN/m}^2} \cong 26 \cdot 10^{-6} = 26\ \mu \quad (4)$$

Thus, the strain anticipated during the braking of the TB360 train 2 m from the base of column P15 was equal to 26 μ . The strain variation value due to the bending moment measured by the extensometers installed in four of the six corners of column P15 was compared with $\epsilon_{\text{theoretical}} = 26 \mu$.

The highest bending moment value M in the metal box due to the TB360 train was 58,073 kNm. The moment of inertia around x , calculated for the metal box and considering the concrete of the composite structure, was 2.43 m^4 , the position of the neutral axis y was 3.24 m, and the area A was 0.7 m^2 . Finally, the normal stress caused by this bending moment was calculated using Equation 5:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{58,073 \cdot 3.24}{2.43} \cong 77,431 \text{ kN/m}^2 \cong 77 \text{ MPa} \quad (5)$$

Considering the horizontal braking force of 9,972 kN applied on top of the rails, the normal stress was equal to:

$$\sigma = \frac{9,972 \text{ kN}}{0.7 \text{ m}^2} + \frac{9,972 \text{ kN} \cdot (4.8 \cdot 3.24) \text{ m}}{2.43 \text{ m}^4} = \frac{20,648 \text{ kN}}{\text{m}^2} = 20.6 \text{ MPa} \quad (6)$$

The yield stress of the USI-SAC-350 steel used to manufacture the metal box was 350 MPa. The highest normal stress exerted on the metal box (98.1 MPa) was approximately 28% of the yield stress, and the stress values in the other 10 columns were irrelevant. Thus, the application of Hooke's Law in the calculations was justified.

The measured strain variation value was $\Delta\epsilon = 2 \mu$, equivalent to a moment $M = 15,328 \text{ kNm}$ from a braking force of 772 kN, which corresponded to only 7.7% of the value calculated by the Brazilian standard.

It was noted that the calculated strain variation value was approximately 13 times the measured strain variation value, confirming the initial question about the exaggerated braking force value considered by the NBR7187 (2003) standard.

It is worth noting that the train used in the test is the longest in the world, with 330 cars. Nevertheless, the strains measured during the braking of this train on the bridge were nowhere near the strains calculated according to NBR7187 (2003).

Another significant observation is that the train braked on the bridge without reducing its speed to zero. Therefore, it did not apply the emergency brakes, which would have induced a greater load on the abutment column due to the greater braking force. This action was not possible due to the limitations of the railway operating logistics.

It is also necessary to emphasize that, in reality, train braking occurs in a distributed manner because braking is not solely the responsibility of the locomotives but also of the wagons.

3 Conclusions

The following points list the main findings of this study.

- A 1200% difference was identified among the strain values calculated by the finite element software according to the requirements of NBR7187 (2003) and the strain values measured by the extensometry monitoring in the abutment column corner re-

inforcements of section 2 due to the trains braking on the road and railway bridge. This result was due to the standard's use of 15% of the train-type load as the braking force, a value that was exaggerated even when compared with strains measured during the passing of a train with many wagons.

- The expected values for the strains in the design phase were always greater than the measured strain values because a series of simplifications were performed during the design due to the complexity of the loading to which the bridge was subjected. However, the calculated values in this study exceeded the exaggerated measured values, indicating that NBR7187 (2003) should be revised so that Brazilian bridges can be designed more efficiently, with greater material savings, because the calculated forces were lower and closer to the measured values.
- It was concluded that the NBR7187 (2003) standard for the longitudinal force due to braking was inadequate, requiring further analysis with the performance of more tests that can give an experimental basis for the development of a new theoretical method to calculate this force.
- The braking force calculated by AREMA [4] for this bridge design was 9,825 kN = (200 + 17.5*550) for section 2. If Euro-code EN1991-2 [5] were used, the braking force value would be 20*550 = 11,000 kN. It was found that the braking force calculated by the Brazilian standard NBR7187 (2003) analyzed for this study was close to those calculated by the American standard and the European standard. Therefore, if the braking force calculated by the Brazilian standard has proved exaggerated in its conservatism, the values calculated using the other standards mentioned here, despite using other formulations to achieve the values, are also exaggerated in their calculations.

4 Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the financial support that enabled the elaboration of the dissertation from which this article originated, given by the Brazilian Federal Agency for the Support and Evaluation of Graduate Education (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES), and to AJL Engenharia, the company responsible for the monitoring of tests on the bridge and for providing the data used.

5 References

- [01] AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT) – Transporte Ferroviário [Railway Transportation]. Available in: <<http://www.antt.gov.br/passageiro/apresentacaoapas.asp>> Accessed on: Dec 9, 2011.
- [02] LEITE, Antônio João Fraga Pereira. Monitoramento com extensometria da ponte sobre o rio... – Relatório Técnico [Extensometry monitoring of the bridge over the river... - Technical Report]. Salvador, 2011.
- [03] MASON, Jayme; CASTRO, Fernando Cardoso de. Ponte sobre o rio... Publicação Técnica da Companhia Vale do Rio Doce [Technical Publication of Companhia Vale do Rio Doce]. Vol. 7, nº 24., June, 1986.
- [04] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (AREMA) – Manual for Railway Engineering. Lanham, 2012. v. 2.

- [05] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, 2002. 162 pp.
- [06] MASON, Consultoria e Projetos Ltda. Plantas diversas [Various blueprints]. 1982.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118 (2007) – Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento [Design of reinforced concrete structures – procedure]. Rio de Janeiro, 2007.

Analysis of the braking longitudinal force considered by NBR7187 (2003) through a case study

Análise da força longitudinal devida à frenagem considerada pela NBR7187 (2003) através de estudo de caso



G. C. BETTAZZI^a
giadabettazzi@gmail.com

T. B. DUMÊT^a
tbdumet@ufba.br

Abstract

This paper analyzed the mechanical behavior of a railway bridge by the Finite Element Method and by monitoring strain deformations with extensometry during its operation. To represent the situations that occur in its operation, tests were made with train braking. The results of monitoring the bottom cross section of column P15 of the bridge are presented. Based on the obtained data, the deformations occurring during the tests are verified against the calculated values obtained by the FEM method and those prescribed by NBR 7187(2003). The comparison between the real behavior of the structure, recorded experimentally through extensometry, and the numerical forecast and its assumptions from the project conceived was done. From this comparison, it verified that the value of longitudinal force due to braking recommended by the standard is appropriate.

Keywords: railway braking. railway bridge. NBR 7187 (2003). extensometry. bridges.

Resumo

Neste trabalho foi analisado o comportamento mecânico de uma ponte rodoferroviária com o cálculo através do Método dos Elementos Finitos e com o monitoramento com extensometria das deformações obtidas durante sua operação. Para representar as situações que ocorrem em sua operação, foram feitos testes com frenagem de trem. São apresentados os resultados do monitoramento da seção transversal da base do pilar P15 da ponte. Com base nos dados obtidos, foi verificado se as deformações ocorridas durante os testes estão ou não de acordo com o calculado pelo método numérico e o prescrito na norma NBR 7187(2003). Foi feita a comparação entre o comportamento real da estrutura, registrado experimentalmente através da extensometria, e a previsão numérica a partir do projeto idealizado. A partir dessa comparação, verificou-se se o valor da força longitudinal devida à frenagem recomendado pela norma está adequado.

Palavras-chave: frenagem ferroviária. ponte rodoferroviária. NBR 7187 (2003). extensometria. pontes.

^a Departamento de Construção e Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, BA, Brasil.

1 Introdução

A integridade estrutural de uma estrutura deve ser regularmente analisada ao longo de sua vida útil a fim de evitar possíveis problemas causados por imperfeições geométricas, recalques diferenciais, erros de projeto ou de construção. A melhor maneira de se atestar a inexistência de problemas estruturais é através de métodos não destrutivos, pois como o próprio nome diz, não causa danos à estrutura. Um desses métodos é a extensometria que é uma técnica de monitoramento de deformações. Essa técnica foi utilizada numa ponte rodoferroviária, objeto de estudo deste artigo. A passagem de trens numa ponte causa tensões na estrutura que podem ser calculadas a partir do conhecimento das deformações em pontos previamente definidos. E a partir do conhecimento da geometria de uma seção, podem ser calculados os momentos e as cargas que causaram essas deformações.

Para a questão da frenagem, o principal motivo do monitoramento é a determinação da tensão que é transmitida para as ancoragens mecânicas instaladas nos pontos de ancoragem de uma ponte em estrutura mista.

Durante a passagem do trem sobre a ponte, a superestrutura tem suas seções trabalhando alternadamente à tração e à compressão, à medida que o trem atinge mais trechos da ponte.

Devido à alternância de esforços ao longo da ponte, faz-se necessário o monitoramento das deformações em seções estratégicas durante os testes. Para isso, utiliza-se a extensometria.

A extensometria é uma técnica utilizada para, entre outras finalidades, a medida e o registro experimental das deformações/tensões em estruturas metálicas ou de concreto armado sob carregamento ou gradiente térmico. As deformações em várias partes de uma estrutura real, sob condições de serviço, podem ser medidas com precisão, mantendo-se os carregamentos em níveis de solicitação compatíveis com a sua capacidade portante, sem danificá-la. Isto permite uma análise quantitativa da distribuição de deformações sob condições reais de operação.

Na região elástica do diagrama tensão-deformação de um dado material, sendo a tensão diretamente proporcional à deformação pode-se determiná-la em uma dada seção de um elemento estrutural através da deformação medida multiplicada pelo módulo de elasticidade do material (**E**).

Com as informações citadas, conclui-se que por meio da extensometria pode-se monitorar a distribuição da variação das tensões

Figura 1 – Seção transversal da ponte com as pistas rodoviárias (3)

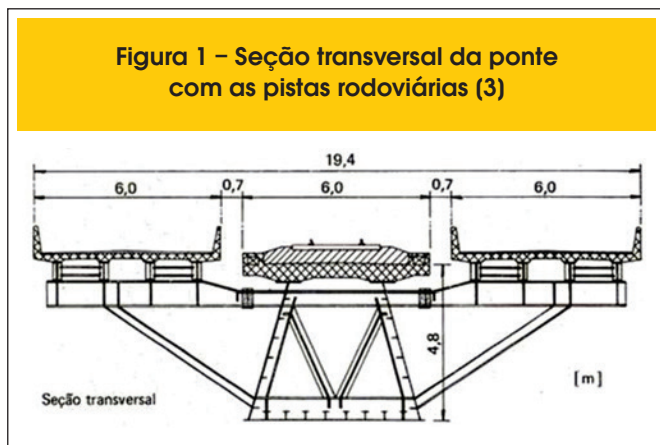
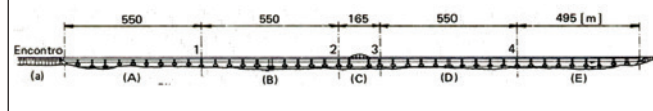


Figura 2 – Esquema geral da ponte com as subdivisões (3)



ao longo das seções de uma ponte durante a sua operação a partir das deformações medidas e registradas de forma digital.

Para analisar o comportamento teórico da estrutura e, a partir daí, comparar os valores de deformações calculados com os medidos com a extensometria, torna-se necessário o cálculo das tensões/deformações através de um método numérico. O método utilizado neste trabalho foi aquele conhecido como Método dos Elementos Finitos (MEF).

A ponte rodoferroviária estudada é uma parte de uma estrada de ferro que é responsável pela operação do maior trem do mundo, com mais de três quilômetros de extensão. Ela é utilizada principalmente para o transporte de minério de ferro e de manganês além do transporte de pessoas. A ponte possui uma largura total de 19,40m e extensão total de 2344m. Sua superestrutura é definida por um caixão metálico unicelular encimado por tabuleiro de concreto protendido em seu sentido longitudinal, trabalhando de forma mista possuindo 6,00 m de largura, onde se acomoda todo o leito ferroviário.

Além de uma ferrovia, por ela também passa uma rodovia estadual. As pistas laterais rodoviárias são constituídas a partir de mãos francesas que saem acopladas por parafusos no caixão central, suportando vigas transversais metálicas a cada 11m que por sua vez são encimadas por tabuleiro com vigas mistas, sendo sua laje também protendida. A largura total de cada seção rodoviária é de 6,00 m, incluindo seus guarda rodas (ver Figura 1).

A estrutura monitorada consiste em uma ponte rodoferroviária, subdividida em 5 trechos de comprimentos 550m, 550m, 165m, 550m e 465m totalizando 2344m de extensão. Todos os vãos tem comprimento de 55m, exceto no trecho de 165m, que possui um vão central navegável com 77m, dotado de um arco auxiliar superior, com vãos adjacentes de 44m cada. A ponte possui, na parte ferroviária, uma seção central em caixão metálico (aço especial anticorrosivo SAC-50, Classe II) com tabuleiro em concreto armado no vão e protendido no apoio, caracterizando uma estrutura mista. As pistas rodoviárias foram realizadas utilizando o processo de "mão francesa" e grelha mista e são fixadas nos pontos enrijecidos transversalmente do caixão.

Os pilares são de concreto armado com seção transversal celular e foram executados utilizando-se formas deslizantes [3].

A ponte foi construída através do método de lançamento incremental onde toda a superestrutura, com os pilares já construídos, é empurrada longitudinalmente, por meio de macacos especiais, capazes de imprimir-lhe movimentos horizontais e verticais.

A Figura 2 mostra um esquema geral da ponte. As letras (A) a (E) referem-se respectivamente aos trechos 1 a 5.

O trecho 2, trecho modelado, tem 550 m de extensão a partir da junta de expansão do pilar P10 até a outra junta de expansão do pilar P20. O ponto fixo ou de ancoragem dos esforços longitudinais deste trecho é o pilar P15 (pilar monitorado) com altura de 21,85m,

possuindo seção transversal vazada com dimensões externas de 10,00 m x 7,50m, possuindo internamente paredes que definem oito câmaras. Estas dimensões provêm capacidade portante significativa ao pilar, para resistir aos esforços cortantes e momentos fletores oriundos dos esforços de frenagem e aceleração tanto da ferrovia quanto da rodovia.

Os pilares P11 a P14 e P16 a P20, possuem seção transversal vazada, com dimensões externas de 6,00m por 1,50 m. Esses pilares possuem as faces transversais ao rio arredondadas com o objetivo de minimização dos esforços de correnteza além de dificultar o aprisionamento de objetos flutuantes., possuindo altura variando entre 23m e 24m.

O sistema de ancoragem do pilar P15 é formado por chumbadores e chaves de cisalhamento responsáveis pela transferência dos esforços longitudinais da superestrutura ao pilar.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral analisar o comportamento mecânico, por meio do monitoramento das deformações ocorridas na seção transversal da base de um pilar da ponte rodoferroviária durante sua operação.

Como objetivos específicos deste trabalho têm-se: analisar a distribuição de tensões na seção monitorada durante sua operação, analisar o comportamento teórico da estrutura da ponte quando sob a influência das cargas conhecidas de acordo com a norma NBR 7187(2003) e verificar se o valor da força longitudinal devida à frenagem, considerada pela norma, está adequado.

1.2 Justificativa

Existem momentos em que se torna necessário o conhecimento da capacidade portante de uma ponte ferroviária para que trens com maior carga (vagões mais pesados ou composição com maior comprimento) possam trafegar por ela com segurança.

A capacidade portante de uma ponte ferroviária pode ser determinada através de ensaios, desde que se tenha um trem com características definidas em um determinado trecho da via.

Entretanto, além das dificuldades de se dispor de um trem e uma via comercial para a realização de ensaios, em muitos casos essa solução é inviável por não existirem nem o trem e nem a via como no caso de um sistema de transporte ferroviário ainda na fase de projeto, ou no caso de investigação de velocidades limites para trens existentes onde determinadas condições de ensaio podem levar à perda de controle do trem, com consequentes riscos e prejuízos.

Necessita-se, portanto, da utilização de um processo de simulação confiável que permita realizar os ensaios que forem necessários para a otimização de um determinado sistema com rapidez e segurança, ou para simular diversas condições possíveis para selecionar a mais adequada.

Porém, esse processo de simulação não é mais preciso do que a realização de ensaios reais, ou seja, com um trem com as características necessárias e na via de estudo. Este artigo tem sua importância na dificuldade em se conseguir realizar os ensaios citados neste trabalho. Os ensaios necessitaram de muita logística para que a realização desses interferisse o menos possível na operação da ferrovia.

Além disso, este trabalho trata de testes realizados com o trem considerado o maior do mundo, o que torna esses ensaios ainda mais importantes.

Não foi encontrado registro no meio científico de monitoramento com extensometria de uma ponte rodoferroviária durante passagens e frenagens de trem com cargas e velocidades variáveis.

Sendo assim, a análise e a publicação desses dados são de fundamental importância para o meio técnico, no que se refere ao dimensionamento de pontes, uma vez que apresenta bases para o início de uma discussão acerca do valor recomendado pela norma brasileira para a carga devida à frenagem de trens.

1.3 Metodologia

A metodologia utilizada para se conhecer a distribuição real de tensões ocorridas na seção do pilar da ponte durante sua operação foi analisar as deformações medidas e depois, conhecendo-se o módulo de elasticidade do aço utilizado na construção da estrutura, calcular as respectivas tensões.

Para analisar o comportamento teórico da ponte foi feito o cálculo dessas tensões através do método numérico conhecido como Método dos Elementos Finitos, introduzindo as características geométricas, dos materiais, de carregamento e de restrições de movimento no modelo criado para representar a estrutura da ponte. Foi modelado um dos cinco trechos (trecho 2) da ponte, já que cada um trabalha independentemente dos outros. O trecho escolhido apresentou menos dificuldades em sua modelagem em relação aos outros, onde estão os encontros e o arco auxiliar.

O monitoramento da ponte foi realizado com a instalação de extensômetros elétricos nas armaduras de aço dos pilares de concreto armado. A aquisição de dados foi feita utilizando sistemas de aquisição de dados e softwares fornecidos pela Empresa Lynx Tecnologia. O software utilizado para a aquisição e o posterior tratamento dos dados foi o AqDados®. O módulo de análise e processamento de sinais que acompanha esse software é o AqDA-analysis®. A versão utilizada foi a 7.2. Os equipamentos chamados sistemas de aquisição de dados utilizados no monitoramento foram do modelo ADS2000 com condicionador AI2161.

A Figura 3 apresenta a localização dos extensômetros cujas deformações são analisadas neste trabalho, ou seja, dos extensômetros instalados no pilar-encontro P15.

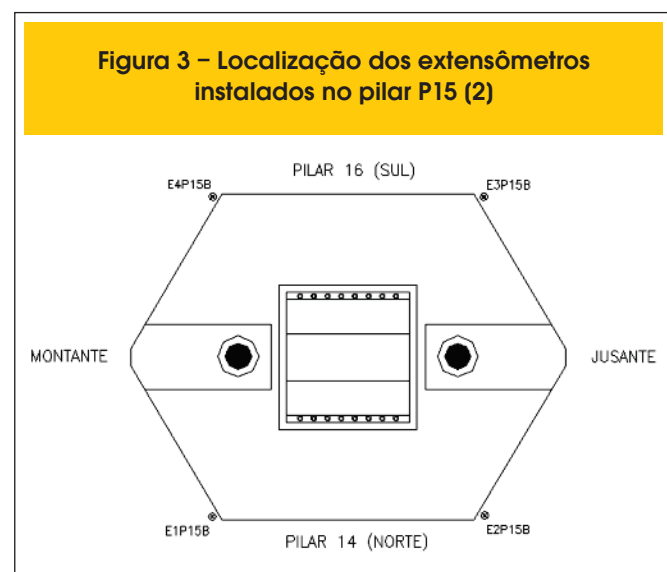


Tabela 2 – Altura dos pilares do trecho 2

Pilar	Altura (cm)
P10	2326,3
P11	2398,8
P12	2402,9
P13	2405,0
P14	2405,0
P15	2185,0
P16	2405,0
P17	2405,0
P18	2405,0
P19	2405,0
P20	2405,0

Para a instalação dos extensômetros nas armaduras do pilar, foi empregado o seguinte procedimento:

- Determinação da posição da barra de aço a ser instrumentada com pacômetro;
- Delimitação com serra mármore da região do concreto a ser retirada;
- Remoção da camada de recobrimento de concreto com talhadeira ou martelete elétrico;
- Lixamento da armadura para remoção de mossas, com lixadeira elétrica;
- Lixamento da armadura com lixa manual;
- Limpeza da armadura com álcool isopropílico;
- Fixação do extensômetro elétrico de resistência, com adesivo a base de éster de cianoacrilato (cola super bonder);
- Soldagem dos cabos, com ligação a três fios;
- Isolamento elétrico da fiação com fita isolante;
- Proteção mecânica com adesivo a base de resina epóxi;
- Verificação do funcionamento do extensômetro com multimetro e sistema de aquisição de dados;
- Fechamento da abertura com utilização de graute.

Os ensaios citados neste trabalho ocorreram por partes. Os trens passaram e frenaram na ponte com velocidades e cargas diferentes. Além disso, a composição dos trens (tipos e quantidades de vagão e locomotiva) também diferiu ao longo dos testes/ensaios. Por se tratar de uma ponte com grande fluxo de transporte de materiais e de pessoas, a realização desses testes/ensaios foi planejada de forma a minimizar os prejuízos de tempo causados pelas frenagens e mudanças de velocidade. As velocidades dos trens não ultrapassaram as velocidades mínima e máxima de operação da ferrovia (definidas pela empresa responsável pela ferrovia) para não causar danos à estrutura da ponte e nem às locomotivas. As tensões verificadas na seção estudada foram comparadas com as tensões calculadas pela análise numérica levando em conta o prescrito na norma NBR 7187(2003) e, sempre que possível, compreendidas a partir de considerações teóricas embasadas em literatura técnica. Para calcular os valores das deformações teóricas levando em conta as considerações da NBR7187 (2003), o trecho 2 da ponte foi modelado num software que utiliza o método dos elementos finitos em seus cálculos. A escolha do software utilizado neste tra-

balho se deu devido à sua facilidade de manuseio e por ser um programa muito utilizado no projeto de pontes. Não foi necessária a utilização de software específico de pontes, uma vez que este trabalho não teve como objetivo projetar uma ponte e sim fazer uma análise simples de uma ponte já existente.

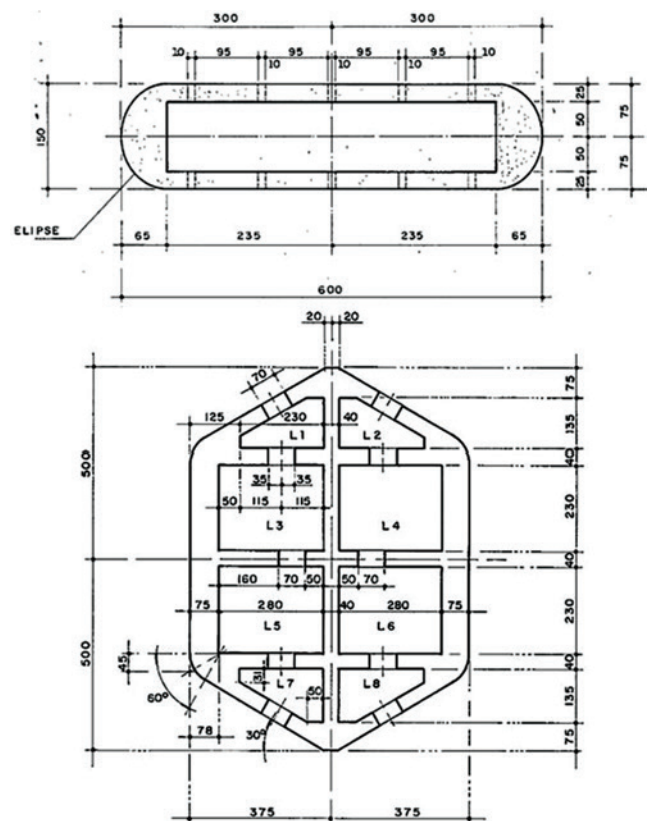
Para que esse trabalho pudesse ser elaborado foram necessárias simplificações que reduziram substancialmente o tempo gasto com a modelagem, mas com pouca interferência nos resultados analisados.

Como a ponte é constituída de cinco trechos estruturalmente independentes, não foi necessária a modelagem da ponte completa, podendo modelar apenas um trecho. Foi escolhido o trecho com mais facilidade de ser modelado, o trecho 2. Esse trecho foi considerado o mais fácil de modelar por não ter encontros como os trechos 1 e 5 nem arco como o trecho 3. O trecho 4 poderia ser escolhido por ter um vão a menos que o trecho 2, mas apenas um pilar desse trecho foi monitorado.

Uma vez escolhido o trecho a ser modelado, iniciou-se a modelagem com os pilares de alturas variáveis como visto na Tabela 2. Os pilares foram representados por barras com valor de momento de inércia definido de acordo com as seções dos pilares, mostradas na Figura 4.

A superestrutura da ponte também foi modelada como barra. E, da mesma forma, essa barra tem o valor de momento de inércia calculado para o caixão metálico juntamente com o tabuleiro de

Figura 4 – Seções transversais dos pilares do trecho 2. Dimensões em cm (6)



concreto. Não é necessário que as barras tenham mesmo peso próprio que os elementos da ponte porque essa carga não interfere na variação de deformação durante a frenagem do trem. Para representar os aparelhos de apoio do tipo elastômero no topo dos pilares, a ligação entre os pilares e o caixão metálico foi modelada de modo a permitir rotação entre o caixão e os pilares. Dessa forma, não há engastamento entre o caixão e os pilares. Depois de modelado o trecho 2, foi inserida a carga horizontalmente distribuída relativa a frenagem em todo o trecho considerando uma desaceleração de 15% como recomenda a NBR7187 (2003). De acordo com a NBR7187 (2003), o trem-tipo a ser considerado foi o TB360. O coeficiente de impacto considerado foi igual a 1,28. O objetivo principal deste trabalho é comparar as deformações calculadas com as deformações medidas. Para isso, a comparação deve ser feita considerando a mesma situação no modelo e na estrutura real. Os gráficos apresentados são referentes apenas ao momento em que o trem está passando e frenando carregado sobre o trecho monitorado. Como o tempo em que o trem leva para passar por um trecho é de no máximo 10 minutos, neste momento as únicas cargas com efeito relevante que tem seu valor variando é a de frenagem e a devido ao peso do trem. Dessa forma, no modelo criado no software foram inseridas apenas essas cargas. Assim, foram comparadas as variações de deformações entre o instante em que não há trem sobre o trecho e o instante em o trem preenche todo o trecho, momento em que ocorre as maiores deformações. A carga centrífuga não atua sobre a ponte porque não existe curva no trecho 2. Foi considerado que durante o tempo representado nos gráficos o vento não casou efeito relevante na base dos pilares e nem a temperatura, uma vez que não houve tempo para que ocorresse grande variação. As outras cargas não variaram durante o monitoramento, desta forma não influenciaram nas variações de deformação medidas e, por isso, não foram inseridas no modelo. As cargas referentes a passagem de veículos na rodovia foram des-

consideradas uma vez que os veículos que por ali passam quando comparados aos trens exercem muito pouca influência nas deformações medidas. Isso foi verificado durante a realização dos testes. Por fim, o choque lateral não foi considerado por esta se tratar de uma carga transversal ao eixo da ponte que não interfere no momento fletor na direção analisada que é a direção y. Depois de modelada a estrutura do trecho 2 e inseridas as cargas, realizou-se a análise e por fim, foi retirado o valor de momento fletor na base das barras que representam os pilares. Para calcular a deformação causada por esse momento fletor dado pelo software, calculou-se a tensão normal e a partir daí a consequente deformação. A análise realizada foi elástica por não apresentar tensões ao longo do trecho maior que a tensão de escoamento. Por isso, os cálculos foram realizados utilizando a Lei de Hooke. Isso se confirmará mais adiante.

Antes de inserir as barras no modelo, foram calculados os momentos de inércia das seções mostradas nas Figuras citadas. A direção importante para a análise é a longitudinal (direção do fluxo de veículos). Os pilares P10 a P14 e P16 a P20 possuem momento de inércia igual a $1,15\text{m}^4$ enquanto o pilar fixo P15 possui momento de inércia igual a $143,7\text{m}^4$.

O concreto utilizado na fabricação dos pilares tem valor definido em projeto da resistência característica à compressão f_{ck} igual a 25MPa. Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de elasticidade secante que é calculado através da Equação 1 [7]:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5,600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5,600 \cdot \sqrt{25} = 23,800 \text{MPa} \quad (1)$$

Figura 5 - Gráficos de deformação dos quatro extensômetros instalados no pilar P15 durante a frenagem de trem (2)

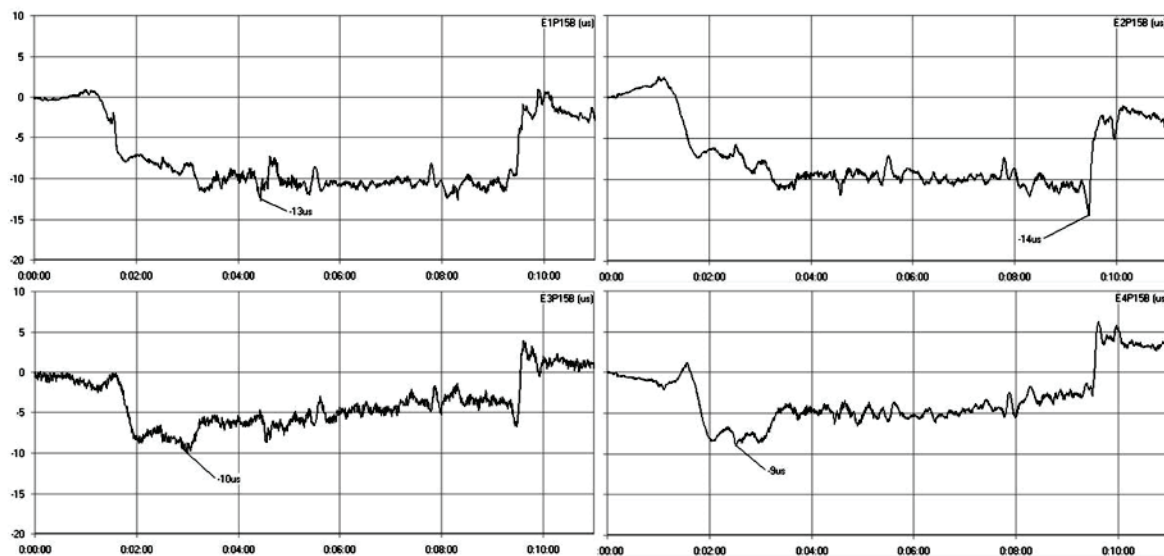


Tabela 1 – Resumo das variações de deformação e de tensão dos extensômetros do pilar P15

Extensômetro	Variação de deformação ($\Delta\epsilon$)	Variação de tensão ($\Delta\sigma$)
E1P15B	-13 μ	26 MPa
E2P15B	-14 μ	28 MPa
E3P15B	-10 μ	20 MPa
E4P15B	-9 μ	18 MPa

Desta forma, o valor do módulo de elasticidade utilizado para o cálculo da rigidez dos pilares foi igual a 23800MPa.

O esforço de frenagem inserido no modelo da ponte desenvolvido no software correspondeu a 15% da carga vertical do trem-tipo TB360 utilizado no caso de transporte de minério de ferro e já mostrado anteriormente, como mostra a Equação 2:

$$\text{Frenagem} = 360 \cdot 4 + 120 \cdot (550 - 8) \cdot 0.15 = 9,972 \text{ kN} \quad (2)$$

O valor de variação de deformação foi calculado a partir do momento fletor retirado do diagrama gerado pelo software de elementos finitos utilizado.

2 Resultados e discussões

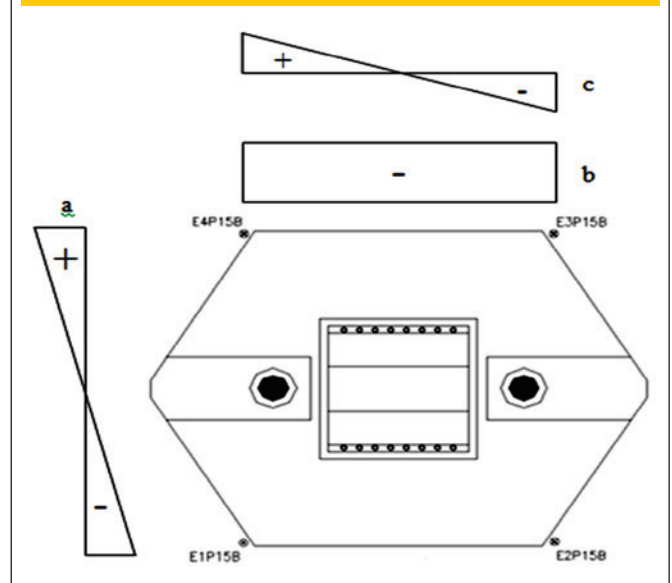
Este trabalho baseou-se nos resultados obtidos junto ao monitoramento realizado entre Novembro de 2011 e Agosto de 2012, pela AJL Engenharia, das deformações nas seções da ponte rodoferroviária, bem como nas deformações calculadas numericamente e na revisão de literatura.

Na Figura 5, são mostrados os gráficos da deformação no aço versus tempo resultantes do monitoramento realizado na ponte rodoferroviária. As ordenadas dos gráficos são as deformações específicas em μ e as abscissas são os minutos de duração da passagem do trem pelo pilar. Os gráficos estão iniciando em zero para que a análise seja mais simples e rápida visualizando sem problemas a variação de deformação em relação ao início do gráfico. Além disso, os gráficos são referentes apenas ao momento da passagem do trem, pois não é importante para este trabalho as leituras anteriores nem posteriores. Esses gráficos são de deformações medidas pelos extensômetros instalados na seção a dois metros da base do pilar P15 durante frenagem de trem carregado com o peso total igual a 39282tf. A partir dos gráficos, foram retirados os valores de variação de deformação e calculados os valores de tensão correspondentes, que estão resumidos na Tabela 1.

A Tabela 1 mostra que os valores das variações de deformação nos extensômetros 1 e 2 diferem em -1 μ , assim como os valores dos extensômetros 3 e 4.

Além disso, a partir do conhecimento das posições dos extensômetros, pode-se inferir o sentido da força de frenagem como sendo do pilar P16 para o pilar P14, pois, somente nesse sentido seria possível causar maior deformação decorrente de uma maior compressão nos extensômetros 1 e 2. Esse sentido está correto,

Figura 6 – Gráficos de deformação devido ao esforço normal e aos momentos fletores no pilar P15



pois sabe-se que esses gráficos foram gerados a partir do monitoramento da frenagem de um trem carregado, o que só ocorre no sentido Encontro E2 → Encontro E1 para que o minério de ferro extraído seja exportado pelo porto.

As variações de deformação apresentadas pela tabela são resultantes da carga vertical devido ao peso do trem e do minério de ferro transportado por ele e à carga horizontal devido à frenagem do trem. Para calcular a parcela de deformação resultante do momento fletor, procedeu-se da seguinte forma:

1. Três extensômetros foram selecionados (E1P15B – ϵ_1 , E2P15B – ϵ_2 e E3P15B – ϵ_3);

2. Um sistema de equações foi montado com as variações de deformação apresentadas pelos extensômetros selecionados onde as incógnitas são as parcelas devido ao esforço normal **b**, devido ao momento fletor na direção transversal ao eixo da ponte **c** e devido ao momento fletor na direção longitudinal da ponte **a**. O sistema mostrado foi montado baseado na Figura 6 onde estão os diagramas das deformações devido aos esforços atuantes na seção do pilar P15 com a disposição dos extensômetros;

$$\left\{ \begin{array}{l} -a - b + c = \epsilon_1 - 13 \\ -a - b + c = \epsilon_2 - 14 \\ a - b + c = \epsilon_3 - 10 \end{array} \right.$$

3. O sistema de equações foi resolvido resultando em: $a = 2,0\mu$, $b = 11,5\mu$ e $c = 0,5\mu$ apresentando a relação de $\frac{1}{4}$ entre a deformação causada pelo momento fletor transversal e a deformação causada pelo momento fletor longitudinal.

Essa relação de 25% entre as deformações mostra que o momento fletor longitudinal é 4 vezes o momento fletor transversal, atestando que os esforços no sentido longitudinal da ponte são maiores que os esforços no sentido transversal da ponte no momento monitorado.

Depois de calculada a parcela de deformação devido ao momento fletor, pode-se calcular a tensão correspondente multiplicando pelo módulo de elasticidade do aço CA50 $E=200\text{GPa}$ resultando na tensão $\sigma = 0,4\text{MPa}$.

A partir do diagrama apresentado pelo software, foi obtido o valor do momento fletor devido a frenagem a 2m da base do pilar P15 igual a 197932 kNm. Esse valor é decorrente apenas da carga de frenagem, pois a ligação entre o pilar e a superestrutura é rotulada, ou seja, não existe a transferência de momento entre eles. Dessa forma, o momento causado pela carga vertical do trem-tipo não é transmitido para o pilar. Através da Equação 3, calculou-se a tensão normal correspondente utilizando os dados da seção de concreto.

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{197,932\text{kN} \cdot \text{m} \cdot 3,75\text{m}}{143,7\text{m}^4} \cong 5,165\text{kN/m}^2 = 5\text{MPa} \quad (3)$$

A partir da tensão normal causada nas armaduras mais distantes do centroide, foi calculada a deformação específica através da Equação 4:

$$\epsilon_{\text{theoretical}} = \frac{\sigma}{E} = \frac{5,165\text{kN/m}^2}{200 \cdot 10^6\text{kN/m}^2} \cong 26 \cdot 10^{-6} = 26\mu \quad (4)$$

Dessa forma, tem-se que a deformação esperada para a frenagem do trem-tipo TB360 causada a 2m da base do pilar P15 é igual a 26 μ . O valor de variação de deformação devido ao momento fletor medida pelos extensômetros instalados em quatro dos seis cantos do pilar P15 será comparado com $\epsilon_{\text{teórico}} = 26\mu$.

O maior valor de momento fletor M no caixão metálico apresentado devido ao trem-tipo TB360 foi igual a 58073kNm. O momento de inércia em torno de x I_x calculado para o caixão metálico considerando também o concreto da estrutura mista foi igual a 2,43m⁴, a posição da linha neutra y foi igual a 3,24m e a área A igual a 0,7m². Sendo assim, a tensão normal causada por esse momento fletor foi calculada a partir da Equação 5:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{58,073 \cdot 3,24}{2,43} \cong 77,431\text{kN/m}^2 \cong 77\text{MPa} \quad (5)$$

Considerando o esforço horizontal de frenagem igual a 9972kN aplicado no topo dos trilhos, tem-se uma tensão normal igual a:

$$\sigma = \frac{9,972\text{kN}}{0,7\text{m}^2} + \frac{9,972\text{kN} \cdot (4,8-3,24)\text{m}}{2,43\text{m}^4} = \frac{20,648\text{kN}}{\text{m}^2} = 20,6\text{MPa} \quad (6)$$

A tensão de escoamento do aço US1-SAC-350 utilizado na fabricação do caixão metálico é igual a 350 MPa. A maior tensão normal exercida no caixão metálico (98,1MPa) equivale a aproximadamente 28% da tensão de escoamento. Os valores de tensão nos outros 10 pilares foram irrelevantes. Desta forma, fica justificada a aplicação da Lei de Hooke nos cálculos realizados.

O valor de variação de deformação medida foi igual a $\Delta\epsilon = 2\mu$, o que equivale a um momento de $M = 15328\text{kNm}$ proveniente de um esforço de frenagem de 772kN, que corresponde a apenas 7,7% do valor calculado pela norma brasileira.

Observa-se que o valor de variação de deformação calculado foi igual a cerca de 13 vezes o valor de variação de deformação medido, confirmando o questionamento inicial sobre o valor exagerado do esforço de frenagem considerado pela norma NBR7187 (2003). Ressalta-se que o trem utilizado no teste tem o maior comprimento do mundo, com 330 vagões. Ainda assim, as deformações medidas durante a frenagem desse trem sobre a ponte nem sequer se aproximaram das deformações calculadas segundo as considerações da NBR7187 (2003).

Outra observação importante é a de que o trem realizou a frenagem sobre a ponte sem reduzir sua velocidade a zero. Sendo assim não aplicou o freio de emergência que induziria uma carga maior no pilar-encontro devido a uma maior força de frenagem. Isso não foi possível devido às limitações decorrentes da logística de operação da ferrovia.

Também é necessário enfatizar que, na realidade, a frenagem do trem ocorre de forma distribuída, pois a responsabilidade da frenagem não é unicamente das locomotivas e, sim, dos vagões também.

3 Conclusões

A seguir estão listadas as principais conclusões deste estudo:

- Verificou-se que há uma diferença de 1200% entre os valores de deformação calculados através do software de elementos finitos seguindo as prescrições da NBR7187 (2003) e os valores de deformação medidos pelo monitoramento com extensometria nas armaduras dos cantos do pilar-encontro do trecho 2 devido a frenagem de trens na ponte rodoferroviária. Isso se deve à consideração da norma de 15% da carga de trem-tipo para a força de frenagem, um valor que se mostrou exagerado até mesmo em comparação com deformações medidas durante a passagem de trem com grande quantidade de vagões.
- Os valores esperados para as deformações na fase de projeto são sempre maiores que os valores de deformação medidos uma vez que em projeto é feita uma série de simplificações devido a grande complexidade do carregamento a que a ponte está sujeita. Mas os valores calculados neste trabalho excederam os valores medidos exageradamente mostrando que a NBR7187 (2003) deve ser revisada afim de que as pontes brasileiras sejam projetadas de maneira mais eficiente, com mais economia de material já que os esforços calculados serão menores e mais próximos da prática.
- Pode-se concluir que a consideração da norma NBR7187 (2003) para a força longitudinal devido à frenagem está inadequada, necessitando de uma análise mais aprofundada com a realização de mais ensaios que deem fundamentação experimental para o desenvolvimento de um novo método teórico para o cálculo dessa força.
- O esforço de frenagem calculado pela AREMA [4] para o projeto dessa ponte foi igual a 9825kN = (200 + 17,5*550) para o trecho 2. Se fosse utilizado o Eurocode EN1991-2 [5] o valor do esforço de frenagem seria igual a 20*550 = 11000 kN. Verifica-se que o esforço de frenagem calculado pela norma brasileira NBR7187 (2003) analisada por este trabalho está próximo

daqueles calculados pela norma americana e a norma europeia. Ou seja, se o esforço de frenagem calculado pela norma brasileira se mostrou exagerado no conservadorismo, os valores calculados pelas outras normas citadas, apesar de utilizarem outras formulações para chegarem aos valores, também estão exagerando em seus cálculos.

4 Agradecimentos

As autoras agradecem o apoio financeiro que possibilitou a elaboração da dissertação da qual partiu esse artigo, dado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES e à AJL Engenharia, empresa responsável pelo monitoramento dos testes na ponte pela disponibilização dos dados utilizados.

5 Referências bibliográficas

- [01] AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT) – Transporte Ferroviário [Railway Transportation]. Available in: <<http://www.antt.gov.br/passageiro/apresentacaopas.asp>> Accessed on: Dec 9, 2011.
- [02] LEITE, Antônio João Fraga Pereira. Monitoramento com extensometria da ponte sobre o rio... – Relatório Técnico [Extensometry monitoring of the bridge over the river... - Technical Report]. Salvador, 2011.
- [03] MASON, Jayme; CASTRO, Fernando Cardoso de. Ponte sobre o rio... Publicação Técnica da Companhia Vale do Rio Doce [Technical Publication of Companhia Vale do Rio Doce]. Vol. 7, nº 24., June, 1986.
- [04] AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION (AREMA) – Manual for Railway Engineering. Lanham, 2012. v. 2.
- [05] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, 2002. 162 pp.
- [06] MASON, Consultoria e Projetos Ltda. Plantas diversas [Various blueprints]. 1982.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118 (2007) – Projeto de estruturas de concreto armado – procedimento [Design of reinforced concrete structures – procedure]. Rio de Janeiro, 2007.

Steel and concrete bond stress: a contribution to the study of APULOT tests using concrete with rubber addition

Aderência aço e concreto: uma contribuição ao estudo do método APULOT usando concreto com borracha



A. E. P. G. DE AVILA JACINTHO ^a
anajacinto@puc-campinas.edu.br

L. L. PIMENTEL ^a
lialp@puc-campinas.edu.br

M. P. BARBOSA ^a
monica.barbosa@puc-campinas.edu.br

P. S. P. FONTANINI ^a
pspuca@puc-campinas.edu.br

Abstract

The bond stress between steel and concrete is the essential condition to the good behaviour of reinforced concrete structures. To preview the use of concrete with waste incorporation for structural aims, the verification of its quality control is necessary, whether of compression strength and bond. This paper presents the study results about the viability use of APULOT tests, that is a bond tests, to prevent the compression strength of concrete with rubber addition. The purpose of APULOT tests become study in many laboratories in France and Brazil, where is to estimate the compression strength using the bond stress obtained in tests execute inside of building construction. Also the use of concrete with rubber addition to structural use has been made with safe because this kind of addition makes the concrete compression strength decrease. To study its compression strength behavior is also make part of this research. This work aims to contribute with standardization of APULOT tests, and also give conditions to use the concrete with rubber addition in structural elements with more safe.

Keywords: bond stress, compression strength, concrete, rubber.

Resumo

A aderência entre o concreto e o aço (armadura) é o principal fator do bom desempenho do concreto armado. Para prever a utilização do concreto com incorporação de resíduos para fins estruturais, a verificação do controle de qualidade se faz necessária, quer seja de sua resistência à compressão axial quer seja de sua aderência. Este artigo apresenta os resultados do estudo sobre a viabilidade do ensaio de aderência aço-concreto, denominado ensaio APULOT, para estimativa da resistência à compressão axial do concreto com adição de fibras de borracha. A proposta do ensaio APULOT, vem sendo estudada em vários laboratórios de pesquisa, na França e no Brasil e consiste em determinar a resistência à compressão axial do concreto, a partir dos resultados da tensão de aderência realizados na obra. A utilização do concreto com incorporação de resíduos de borracha para fins estruturais deve ser feita com cautela, pois comprovadamente a adição de borracha no concreto faz com que a resistência à compressão do mesmo venha a diminuir. Estudar seu comportamento quanto à resistência axial à compressão, além da aderência aço e concreto, também é necessária. Este trabalho visa contribuir com a normalização do ensaio APULOT possibilitando um melhor controle tecnológico em canteiros de obra, assim como verificar as condições de utilização para fins estruturais do concreto com resíduos de borracha.

Palavras-chave: tensão de aderência, resistência à compressão, concreto, borracha.

^a Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, SP, Brasil.

1. Introduction

There are several ways to perform quality control on a reinforced concrete work, such as project management, molds, shoring, and one of the essential aspects for this control lies in monitoring the effectiveness of the concrete material, once the steel has an extremely strict control in its manufacture.

In most countries, the current technological control of reinforced concrete works is based almost exclusively on the testing of axial compression strength in concrete specimens, cubic or cylindrical, which are usually casted upon receipt of the concrete at the construction site prior to launching into the molds. This type of test, standardized in Brazil by ABNT NBR 5739:2007 [1] requires appropriate equipments and trained manpower, available at registered civil engineering laboratories. Only then this strength parameter is obtained to determine the efficiency of structural elements.

However, this testing disadvantage is the fact that the laboratories specialized for its implementation are often distant from the construction sites, as well as the need for controlling a number of factors such as molding, storing, capping and specimen loading velocity. Besides these facts, the axial compression strength test is done on a single material, the concrete, ignoring the bond between the steel and the concrete, essential condition for the existence of reinforced concrete. The steel already has a strict control on its manufacture, thus the need for mechanical strength testing is ignored in a work site.

Being aware of the importance and usefulness of the traditional test to determine the compression strength of concrete, a group of researchers led by Professor Michel LORRAIN from INSA - Toulouse, has been analyzing the possibility of employing a bond test steel – concrete adapted to the construction site to estimate the concrete compression strength, due to experimental drawbacks obtained when performing these traditional tests.

This group has been working on the optimization of a new testing method featured by its simplicity and low cost, based on bond test steel-concrete *pull-out-test*, recommended by RILEM RC6: 1983 [2]. The method proposed by Lorrain and Barbosa (2008) [3] received the designation of APULOT (Appropriate pull-out test) and since its inception it has been tested in laboratories from various domestic and foreign universities (such as Ilha Solteira UNESP, UFRG, PUC – Campinas, INSA Toulouse, etc.), presenting good results and adequate capacity of estimated compression strength. Some tests performed on construction sites have also obtained satisfactory results. The advantages of the proposed method reflect on the simplicity of its implementation, the reduction of the recommended time to perform the test, from 28 days to 7 days or even 3 days, besides the possibility of measuring not only strength but also the behavior of steel – concrete bonding, prime factor for the suitable performance of reinforced concrete structures.

This research, in the context presented, aims to contribute to the study of viability of the APULOT bond test as proposal of technological control and safety of reinforced concrete works, operating with a new range of concrete: the concrete with additions of residues. The search for alternative materials such as porcelain from electrical insulators, rubber tires, demolition waste, etc... that can be used in concrete, reducing the use of natural materials extracted from nature, such as river sand (fine aggregate) and crushed rock or boulder (aggregate coarse), has been growing in Brazil and the use of this concrete structural elements must be assessed in all its aspects, including its bonding to the steel bars.

Experimental tests were conducted to determine the compression strength of concrete with the addition of rubber fibers, both in the traditional method according to NBR 5735:2007[4], and in the proposed new method, obtaining the compression strength from the APULOT test results.

1.1 Explanation

The main point of interest of this study is that the compression strength of the concrete is determining upon the behavior of steel-concrete bond. The hypothesis of the APULOT project is that if the test is conducted under controlled conditions and standardized, this relation becomes even more evident and robust, allowing an estimate of maximum compression strength of bonding. Added to this fact, evaluating the behavior of concrete incorporating residues in the partial or total replacement of conventional aggregates is justified by the need to review this new type of concrete for structural purposes.

2. The technological control of reinforced concrete

The quality of a product can be understood as the ability to meet certain requirements under the conditions of use foreseen. Thus, the quality control covers a set of operational techniques and activities undertaken, whose purpose is to ensure that the final product meets the pre-determined standards (Brandão, 1998) [5].

Quality control of a concrete structure is a wide and complex process, because it covers several variables ranging from planning, control of employee services to issues related with durability and lifespan of the structure.

Among these variables, the part of technological control applied in materials used in civil works, more specifically steel and concrete, is what most straightly interests for this work.

In the decades of 50 and 60, the evolving knowledge of concrete technology has treated concrete strength as a random magnitude, of normal distribution (Gaussian) of values and also as part of the structural variables. Fusco (2011) [6] states that this methodology has grown due to the advances in researches on structural calculation under breaking regime and the probability of structural variables. Regarding steel the ABNT NBR 6118:2007 [7] prescribes that the parameters for quality control of the steel bars and wire designed for the reinforcement of concrete structures must meet the specifications of ABNT NBR 7480:2007 [8]. For quality control of the concrete designed to structures, the ABNT NBR 6118:2007 [7] states that parameters must meet the specifications of ABNT NBR 12655:2006 [9].

In hardened concrete, the main mechanical properties required by ABNT NBR 6118:2007 [7] are: compression strength (f_c), modulus of elasticity (E_c) and tensile strength (f_{ct}).

The only test of steel-concrete bond recommended by Brazilian standards is regulated by ABNT NBR 7477:1982 [10], which determines the coefficient of superficial form coefficient (η) of the bars and steel wires.

The axial compression strength of concrete is the most commonly reported parameter and used for the technological control of the concrete. This value refers to the results of cylindrical specimens molded with concrete according to ABNT NBR 5738:2008 [11] and broken according to ABNT NBR 5739:2007 [1].

According to NBR 6118:2007 [7] for purposes of structural design of reinforced and prestressed concrete, from the compression strength it is possible to determine the modulus of elasticity and the tensile strength and even the bond stress for the anchoring of armors. According to Silva Filho and Helene (2011) [12] although the most recent norms and recommendations worldwide suggest to increase the number of parameters for quality control of concrete works, it is still traditional in Brazil to establish this control specifically on the compression strength of cylindrical specimens, molded during concreting.

2.1 Relation between steel-concrete bond with concrete compression strength

According to Fusco (1995) [13] the principle of structural concrete is the mutual action between steel-concrete which must comply with conditions allowing each one of them to reach the limits of their resisting capabilities without harming or being harmed by forces acting on one or other separated material. Being concrete a brittle material and of low resistance to tensile, and the steel being ductile and of high tensile strength, one material complements the other, thus forming reinforced or prestressed concrete, provided the condition of adhesion between the materials is met.

In the literature, several types of tests are found of assays for determining the bond stress between the steel bars and concrete and stress versus displacement curve. One of the most known and used, due to its efficiency, is the pull-out test (POT) which has its recommended guidelines in RILEM RC6: 1983 [2] and ASTM C234: 1996 [14].

A research conducted by Abrams (1913) [15] using pull-out bond tests found the influence of some variables inherent to the test response. Among these variables, the effect of mechanical strengths showed, no more than 100 years ago, there is a strong correlation between the compression strength of concrete and the maximum

strength of steel-concrete bond. Later, in 1956, Rush studies [16] demonstrated the form importance in the steel-concrete strength, confirming a clear and strong correlation between the compression strength and the bond stress.

In NBR 6118: 2007 [7], the bond stress (τ_u) is given by the following equation:

$$\tau_u = \frac{F}{\pi\phi L} \quad (1)$$

Where : τ_u = Ultimate Bond Stress ;

F= pull out force;

ϕ = bar diameter;

L = Anchorage length.

The relationship between the bond stress and concrete compression strength is not explained in this equation. The proposal to relate the two parameters through a straight line, constructed empirically, was given in Lorrain and Barbosa (2008) [3]

3. APULOT test method

The main point of interest in the topic of this research is that the resistance of reinforced concrete is a key aspect for the bonding behavior. The principal concept of APULOT test is that if the bond test steel-concrete is conducted at controlled and standardized conditions this relationship becomes even more evident and robust, thus allowing the estimation of the concrete compression strength from the maximum bond strength data.

The APULOT test philosophy is to perform the reinforced concrete quality control from appropriate steel-concrete bond testing in the construction site, i.e., ascertain the compliance of the concrete compression strength "in situ" by means of bond strength through

Figure 1 - APULOT test schedule (LORRAIN et al.(7))

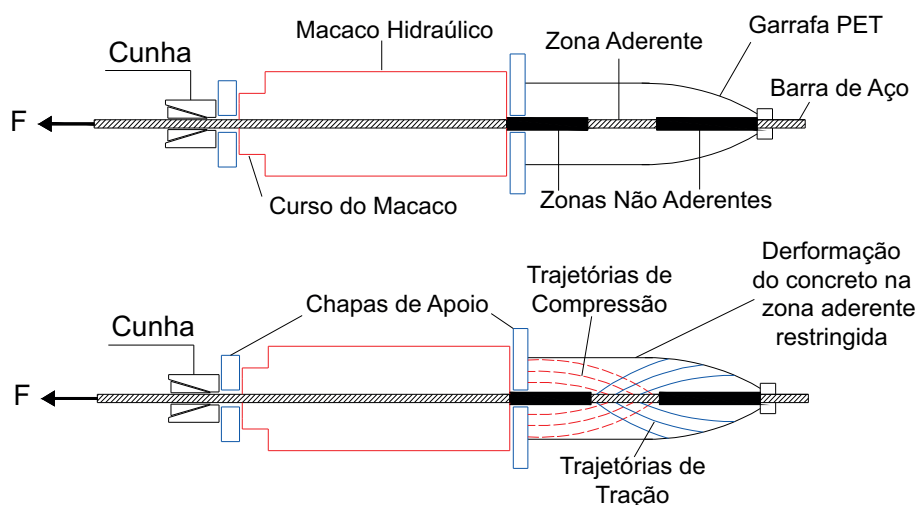
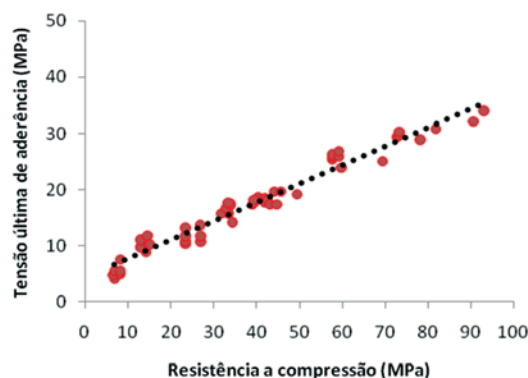


Figure 2 - Linear correlation equation proposed by Lorrain and Barbosa (2008)(3)



Linear Regression with curve points

$$\tau_u = 0,33f_c + 4,35 \text{ com } R^2 = 0,96$$

correlation between these respective strengths, proposed by Lorrain et al. [17].

The method is based on the principle of the POT (Pull out of a steel bar inserted into a concrete specimen), however a PET bottle is used as mold, with the most homogeneous format possible in anchorage length, and a hydraulic jack, which is an equipment easily found in the working site. Figure 1 presents the APULOT test scheme.

For obtaining the anchorage length (Equation 4) the formulas of ultimate bond stress (Equation 1) and the yield stress of steel (Equation 2) are used. The value for the ultimate bond stress is obtained by the correlation proposed by Lorrain and Barbosa (2008) [3] (Figure 2). It is important to note here that these sug-

gested values of anchorage length in this experimental research are the first attempts of APULOT test characterization, so these values may be renewed with the advances in researches with these tests.

$$f_y = \frac{F}{\pi \frac{\phi^2}{4}} \quad (2)$$

$$\tau_u \pi \phi L > F > f_y \pi \frac{\phi^2}{4} \quad (3)$$

$$L > \frac{f_y \phi}{4 \tau_u} \quad (4)$$

Where:

f_y = Steel yield stress (MPa).

4. Steel and concrete bond stress with rubber addition

One of the researches conducted in Brazil on steel and concrete bond stress, using concrete with tire rubber residues was made by França (2004) [18] at UNESP of Ilha Solteira. He compared the bond stress obtained in pull out tests between conventional compression strength concrete of 35MPa to compression strength concrete with rubber residues of 25 MPa for ages of 28 and 90 days. FRANÇA (2004) [18] compared his experimental results with other researchers and concluded that the concrete and rubber can be

Table 1 - Characteristics of rubber

Granulometry (rubber)			
Sieve ABNT (# in mm)	Cumulative mass retained (%)	Specific mass	Unit weight
6.3	7.65	1.45	0.40
4.8	7.90	1.45	0.40
2.4	12.32	1.45	0.40
1.2	38.10	1.45	0.40
0.6	75.41	1.45	0.40
0.3	91.21	1.45	0.40
0.15	97.91	1.45	0.40
Ground	100.00	1.45	0.40
Total	100.00	1.45	0.40

Table 2 - Characteristics of fine aggregate

Fine aggregate granulometry			
Sieve ABNT (# in mm)	Cumulative mass retained (%)	Specific mass	Unit weight
6.3	1.67	2.62	1.51
4.8	2.85	2.62	1.51
2.4	9.16	2.62	1.51
1.2	23.07	2.62	1.51
0.6	47.11	2.62	1.51
0.3	75.22	2.62	1.51
0.15	91.87	2.62	1.51
Ground	100.00	2.62	1.51
Total	100.00	2.62	1.51

Table 3 - Coarse aggregate characteristics

Coarse aggregate granulometry			
Sieve ABNT (# in mm)	Cumulative mass retained (%)	Specific mass	Unit weight
32	0.00	2.95	1.59
25	0.00	2.95	1.59
19	1.96	2.95	1.59
12.5	47.06	2.95	1.59
9.5	76.47	2.95	1.59
6.3	94.12	2.95	1.59
Ground	100.00	2.95	1.59
Total	100.00	2.95	1.59

used in structures of reinforced concrete, despite the mechanical strengths not reaching very high values. The bond stress curves x bar slide had similar development between the conventional concrete and the concrete with rubber, conventional concrete and concrete with rubber, despite the concrete with rubber presenting bond stress with lower values.

Based on the findings from several studies already completed on the mechanical behavior of concrete with rubber Akasaki et al. (2003) [19] observed that the residues called rubber fibers may act as obstacles against crack development, when they intersect micro cracks which appear during the hardening of concrete, preventing its progression. Yet Yunping XI et al. (2004) [20] found that the concrete with rubber holds unique features with potential for using in several applications. According to Jacintho et al.(2010) [21] the concrete with rubber can be used in the manufacture of precast floor parts as an alternative for contributing to decrease the disposal of this material in landfills and to preserve non-renewable natural resources .

Figure 3 - Rubber granulometric curve

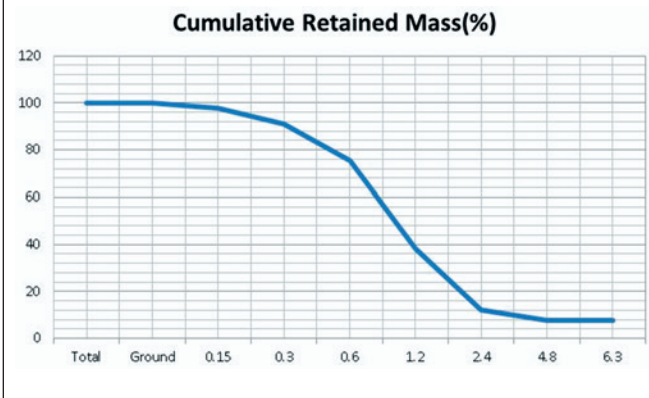
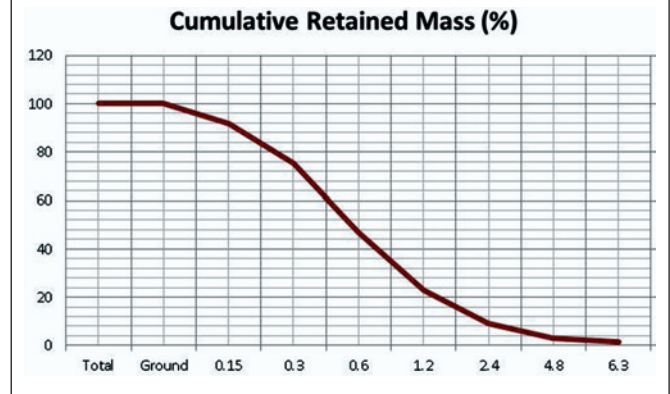


Figure 4 - Fine aggregate granulometric curve



5. Materials and experimental program

The materials used in the experimental program of this research are from the Metropolitan Region of Campinas.

The experimental results regarding the particle size of the aggregates (rubber, sand and gravel) are shown in Tables 1, 2 and 3 and in figures 3, 4 and 5.

The rubber used in this study can be seen in Figure 6.

The experimental results of concrete with rubber, that is, their mechanical properties as well as their composition are presented in this section.

For this research the following materials were used: CPARI RS cement type; Water from Campinas city water supply system; fine aggregate of quartz sand type; coarse aggregate: basalt stone; rubber: from scrap shredded tire; additive: multifunctional and steel: CA-50. The following standards have been met: NBR5738 2003 [11] for the molding and hydration of Specimens; NBR5739: 2007 [1] for cylindrical concrete specimen compression test; NBR7222: 2011 [22] for determining the tensile strength by diametrical compression of cylindrical specimens; NBR12142: 2010 [23] for determining the

Figure 5 - Coarse aggregate granulometric curve

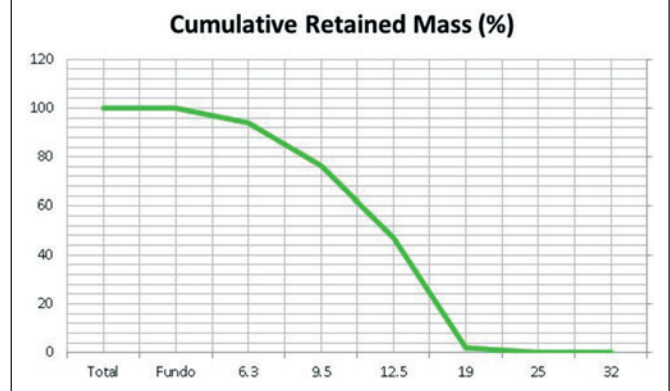


Table 4 – Average results of concrete mechanical strength tests

Type of concrete	Concrete age	Compression strength (MPa)	Splitting tensile strength (Mpa)	Flexural tensile strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
Reference	7 days	17.02	9.45	3.30	36.50
	28 days	26.24	13.64	3.40	41.97
15% of rubber	7 days	10.88	6.76	2.81	31.51
	28 days	14.09	6.90	3.19	32.91
20% of rubber	7 days	6.70	5.33	1.97	17.08
	28 days	9.67	5.56	2.48	17.55

Figure 6 – Rubber ground in thin strips used as addition in concrete



flexural tensile strength in prismatic specimens; and NBR8522: 2008 [24] for determining modulus of elasticity test.

Initially, the concrete with rubber was studied in the proportion of 15% and 20%. A conventional concrete was made as a reference for comparing results. The fibers were added to the concrete with reference to the consumption of cement, not replacing anything concerning the reference concrete.

The specimens for testing compression strength, tensile strength by diametrical compression, and modulus of elasticity were cylindrical specimens of 10cm x 20cm and the specimens used in the tests of flexural tensile strength were prismatic ones measuring 15cm x 15cm x 50cm.

The results obtained from tests for axial compression strength, tensile strength by diametrical compression, flexural tensile strength and modulus of elasticity can be seen in Table 4.

The graphs with average values in the tests cited in Table 4 can be seen in Figures 7-10.

The characteristics of the steel found in this research were: yield stress $f_y = 583.0$ MPa and rupture $f_u = 708.3$ MPa. The diameter of the bars used was 8mm.

5.1 Analysis of results of mechanical characteristics of concrete

Through the graphs shown in Figures 7 to 10 and the average

Figure 7 – Compression strength

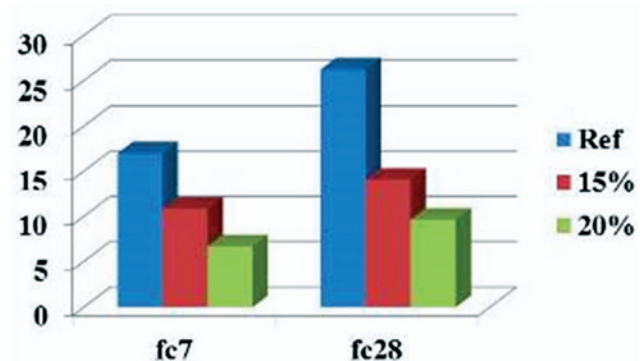
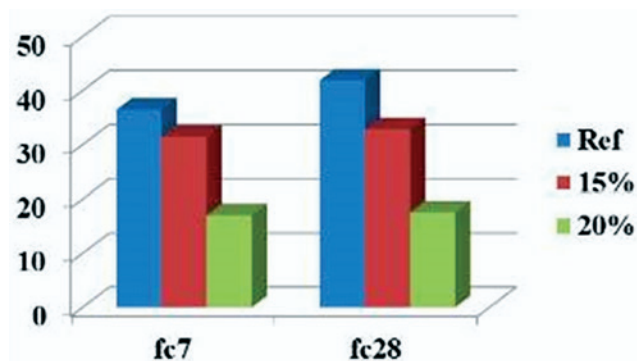
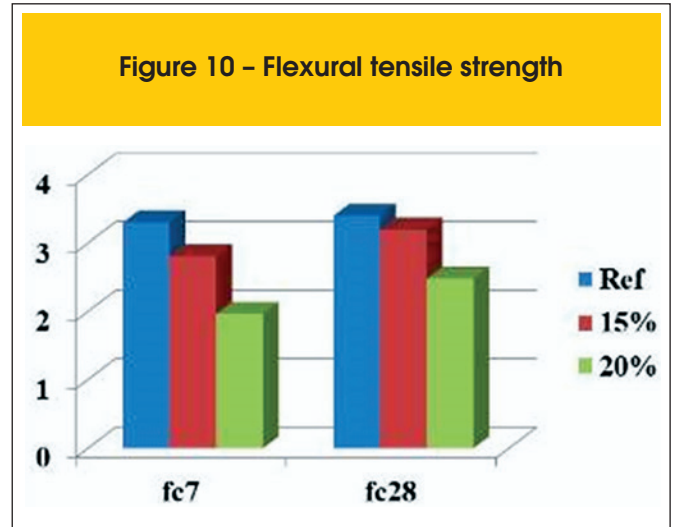
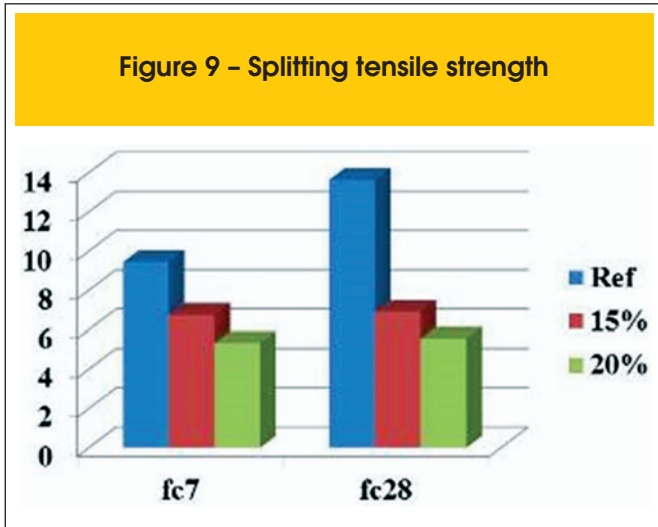


Figure 8 – Modulus of elasticity





results presented in Table 4, it is observed a decrease in the values of the resistances and modulus of elasticity of concrete containing rubber when compared with the reference concrete, also observed by França [18] in different proportions from the ones assessed here. Table 5 presents, briefly, in percentage, the decrease in the values of concrete strength in this research.

5.2 Pull out tests and procedures

After the initial tests of concrete strength, it was decided to make pullout tests with a percentage of rubber addition at the rate of 10%, for the fall in resistance has been accentuated for the 20% proportion of addition. Also because the 15% results have not eased this fall. The purpose was to try to get results of bond stress closer to the work performed by Granzotto [25] and by Jacintho et al [21]. This way, four concreting and four castings were made: one for the reference concrete, one for concrete with 10% of rubber addition, one for 15% and one for concrete with 20% rubber addition. After molding, the specimens and PET bottles models were immersed in water, in the next day for hydration. One day before each test they were removed from the hydration, in order not to be tested in the saturated condition. The anchorage length used for bars of 8mm diameter was 11 cm and was calculated using Equation 4, assuming the considerations of Equation 3, however using the steel rupture stress. This stress

was chosen because the features of concrete with rubber have not been fully demonstrated, the bond length should be larger than the conventional one, since the concrete with rubber has less resistance than the usual concrete.

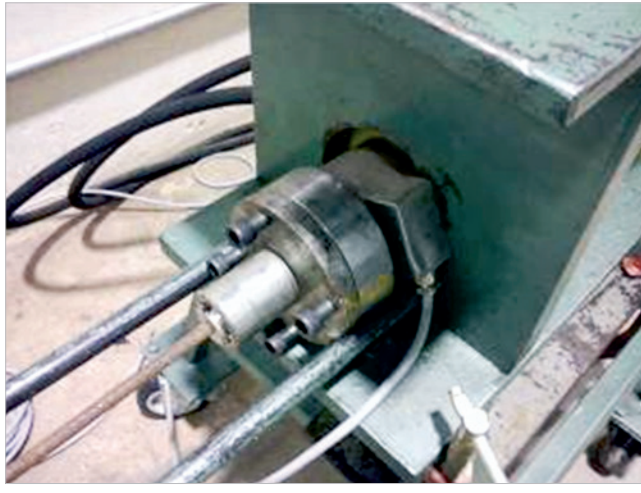
Tests with 7 and 14 days of age were performed to test cylindrical specimens measuring 10x20cm and tests with 14 days of age for models of molded PET bottles. At 7 days results for compressive strength of concrete and modulus of elasticity were obtained. At 14 days the pullout tests of APULOT bars (figure 11) were performed and the following mechanical characteristics of concrete were also obtained: compression strength (Figure 12), tensile strength by diametral compression (Figure 13) and modulus of elasticity (Figure 14).

6. Results and partial discussion

The test results of compression strength, tensile strength by diametral compression and modulus of elasticity can be seen in Table 6. Table 7 presents the results of the pullout tests. For all the tests 8mm diameter bars and 11cm long anchorage were used 5 models were tested for each series of concrete, but some results were discarded for being very discrepant. For the series of reference concrete, a result was discarded, for the series of concrete added with 10% of rubber, 2 results were discarded and for the series of concrete with 20% rubber the result was not considered.

Concrete	Concrete age	Compression strength (MPa)	Splitting tensile strength (Mpa)	Flexural tensile strength (MPa)	Modulus of elasticity (GPa)
Reference	7 days	100%	100%	100%	100%
	28 days	100%	100%	100%	100%
15%	7 days	63.9%	71.5%	85.2%	86.3%
	28 days	53.7%	50.6%	93.8%	78.4%
20%	7 days	39.4%	56.4%	59.7%	46.8%
	28 days	36.9%	40.8%	72.9%	41.8%

Figure 11 - Pull out test (APULOT)



Figures 15-18 show graphs of bond stress \times sliding obtained from tests.

Note that the higher the amount of rubber added to concrete, the lower the ultimate bond stress, however the branches of post-stress curves are shown flatter with respect to its slope. With the addition of 10% rubber, the loss of ultimate bond stress was not very sharp. This is due to the fact that the concrete with this amount of rubber had no significant loss in compression strength. On the contrary, its resistance ended up higher than the reference concrete. Even though the ultimate bond stress was lower than those found for the reference concrete.

Yet for the concrete with 15% rubber addition it is noted that the bond curve approach to the concrete with 10%, with a slight fall.

Figure 13 - Splitting tensile strength test by diametrical compression



When the addition of rubber into the concrete was 20%, the compression strength was smaller and the bond stress was ranked much lower levels, well below from the concrete with 10% and 15% addition.

In figure 19 it is presented the correlation between the bond stresses and the compression strengths obtained in the tests, with a

Figure 12 - Axial compression strength test

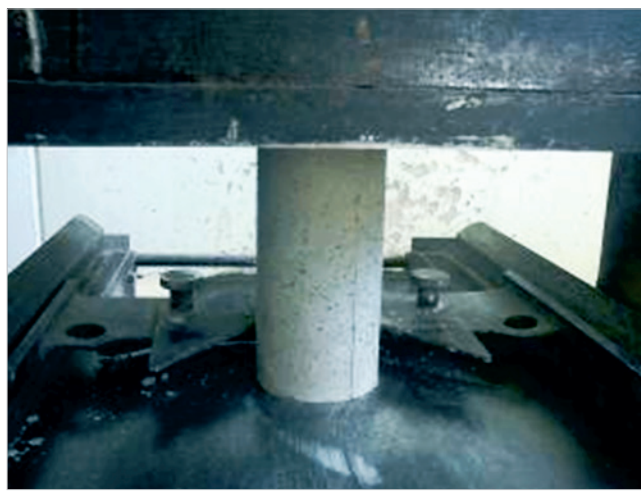


Figure 14 - Modulus of elasticity test

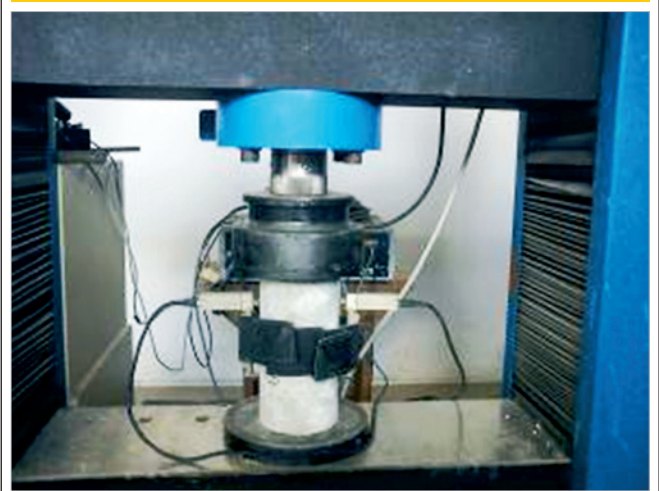


Table 6 – Mechanical characteristics of concrete used in the APULOT tests

Type of concrete	Concrete age	Compression strength (MPa)	Splitting tensile strength (Mpa)	Modulus of elasticity (GPa)
Reference	7 days	37.25	-	46.78
	14 days	38.37	4.32	48.51
	28 days	43.27	3.97	47.79
10% of rubber	7 days	26.22	-	40.93
	14 days	30.59	3.76	42.72
	28 days	30.94	2.77	43.16
15% of rubber	7 days	19.08	-	38.10
	14 days	18.53	2.80	43.17
	28 days	19.77	2.65	42.73
20% of rubber	7 days	18.29	-	32.61
	14 days	20.01	2.54	35.81
	28 days	18.45	2.42	33.63

linear interpolation between the points obtained. It can be noted that the results of concrete with addition of 20% rubber are more distant from the other concrete in the graph.

7. Conclusions

The analysis of the correlation between the maximum bond stress and compression strength brings to conclusion that the APULOT

bond test is adequate to estimate the compression strength of the concrete at all ages tested. With the analysis of correlations it is possible to conclude that the increase of the maximum bond stress is proportional to increase the compression strength of the concrete.

A partial conclusion obtained in this work is classic in that the addition of rubber into the concrete causes a decrease in compression strength.

Table 7 – Results of ultimate bond stress obtained in APULOT tests

Type of concrete	Concrete age	Compression strength (MPa)	Rupture force (kN)	Bond stress (MPa)
Reference	14 days	38.37	45.14	16.33
		38.37	46.05	16.66
	28 days	43.27	35.11	12.70
10% of rubber	28 days	43.27	53.59	19.38
		43.27	29.16	10.55
		30.59	41.31	14.94
	14 days	30.59	39.90	14.43
		30.59	30.38	10.99
		30.94	29.14	10.54
28 days	30.94	45.89	16.60	
	30.94	36.31	13.13	
	18.53	31.50	11.39	
15% of rubber	14 days	18.53	33.11	11.98
		19.77	37.06	13.41
	28 days	19.77	37.59	13.60
20% of rubber	14 days	20.01	9.60	3.47
		20.01	14.91	5.39
		20.01	9.59	3.47
	28 days	20.01	11.08	4.01
		18.45	8.21	2.97
		18.45	8.78	3.18
18.45	9.70	3.51		

Another important conclusion was that the addition of the rubber into concrete also causes a decrease in the bond stress.

Therefore the values given for the calculation of the anchorage length for conventional concrete should be reviewed and increased so that when making the structural element using concrete with rubber, it was observed that for little additions into the concrete it can be performed.

An indication obtained in this research is that the values of this length of anchorage are proportional to the amount of rubber added to the concrete. Meanwhile, to reach the equation correlating the anchorage length with the amount of rubber added to concrete, more researches need to be conducted for a wider range of amounts of rubber added to the concrete.

8. Acknowledgment

The authors thank to the Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo for the provided financial aid for this research could be realized.

They also thank to the staff of the Materials of Civil Construction and Structural laboratory, to the students Jonas Luís de Godoy and Ruy José Aun, of Pontifical Catholic University of Campinas for the help in the tests development and execution.

9. References

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

Figure 15 - Reference concrete pull out tests at 14 and 28 days

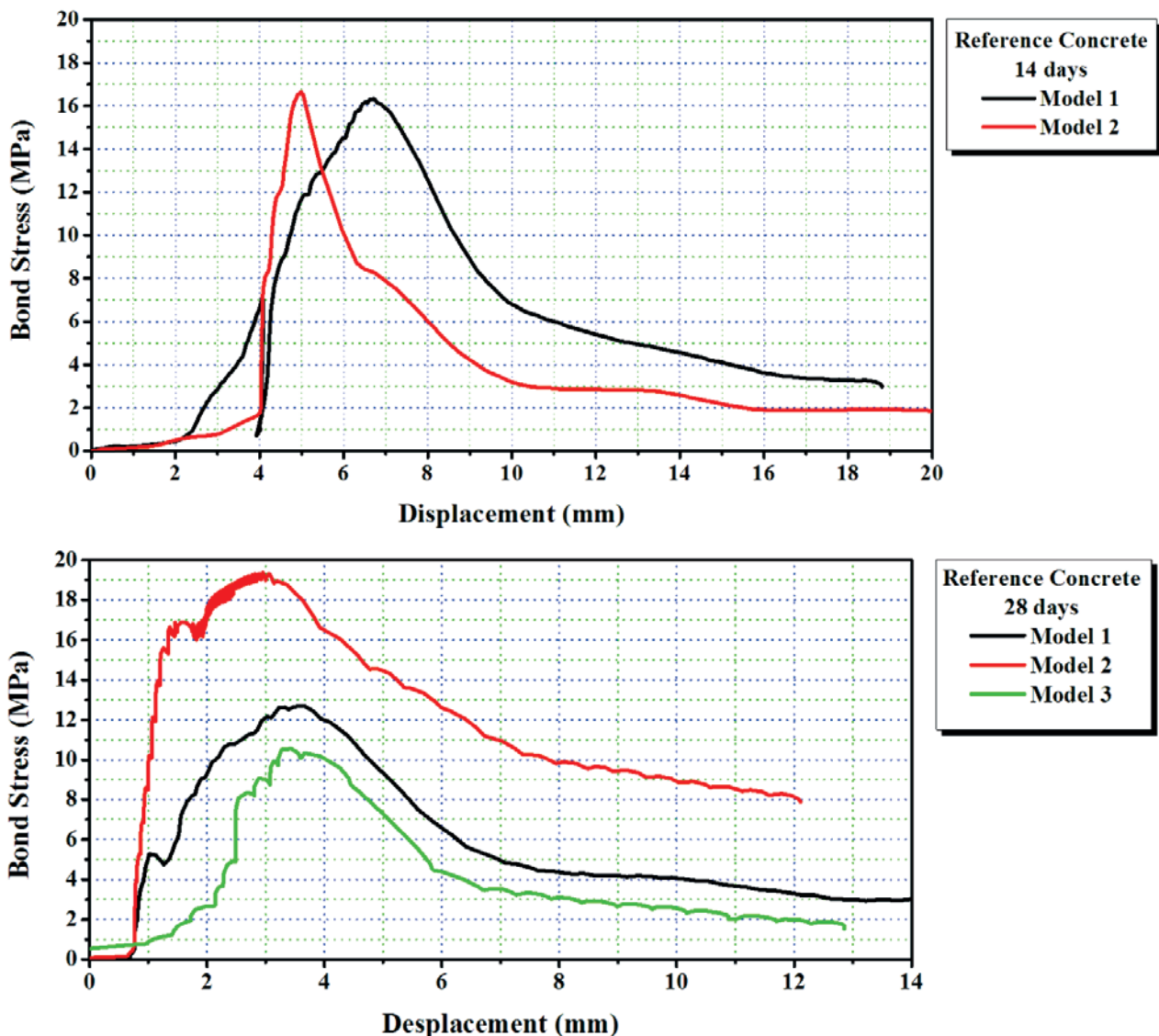
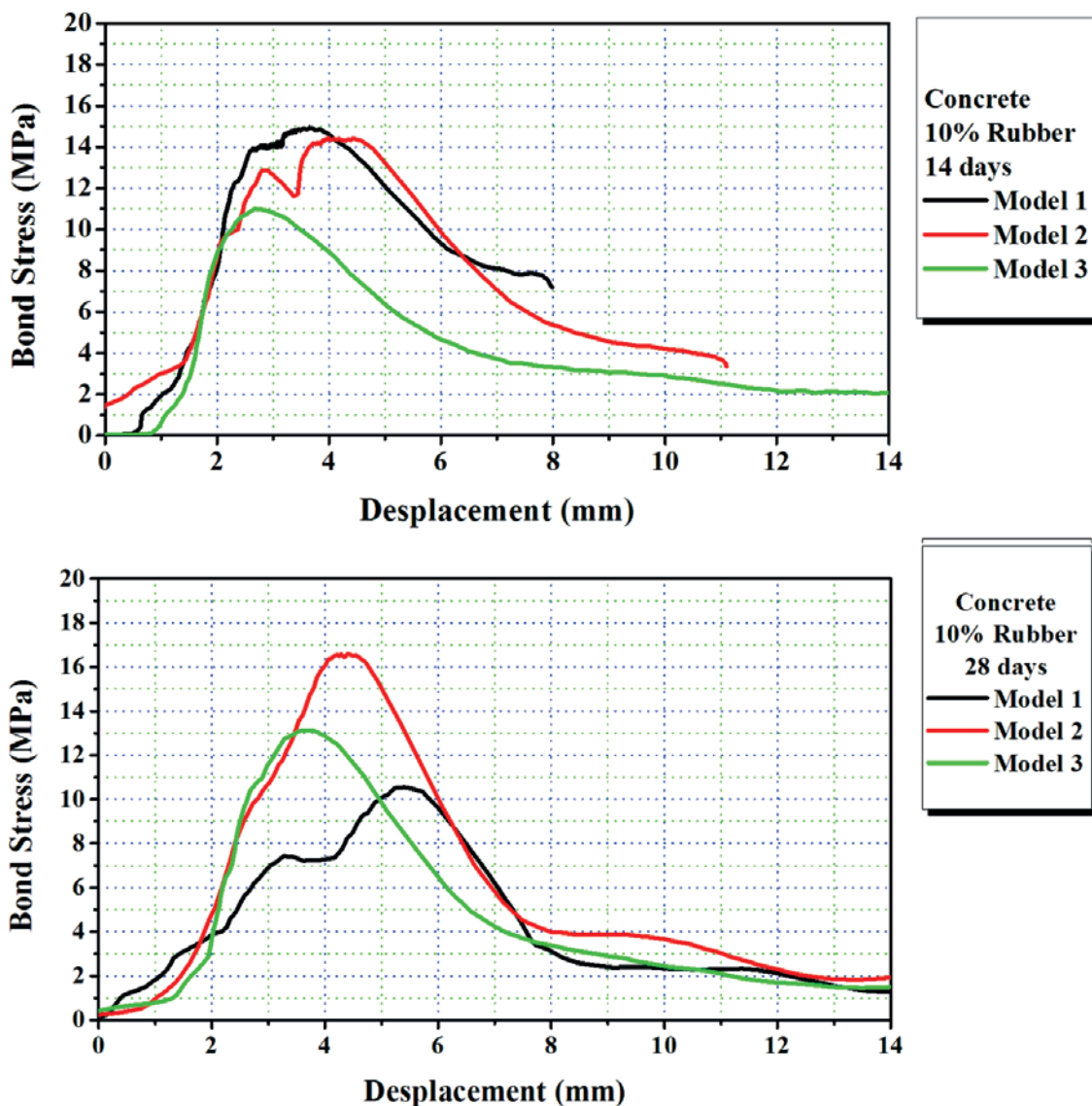


Figure 16 - Pull out tests of concrete 10% of rubber at 14 and 28 days



NBR 5739: Concreto Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

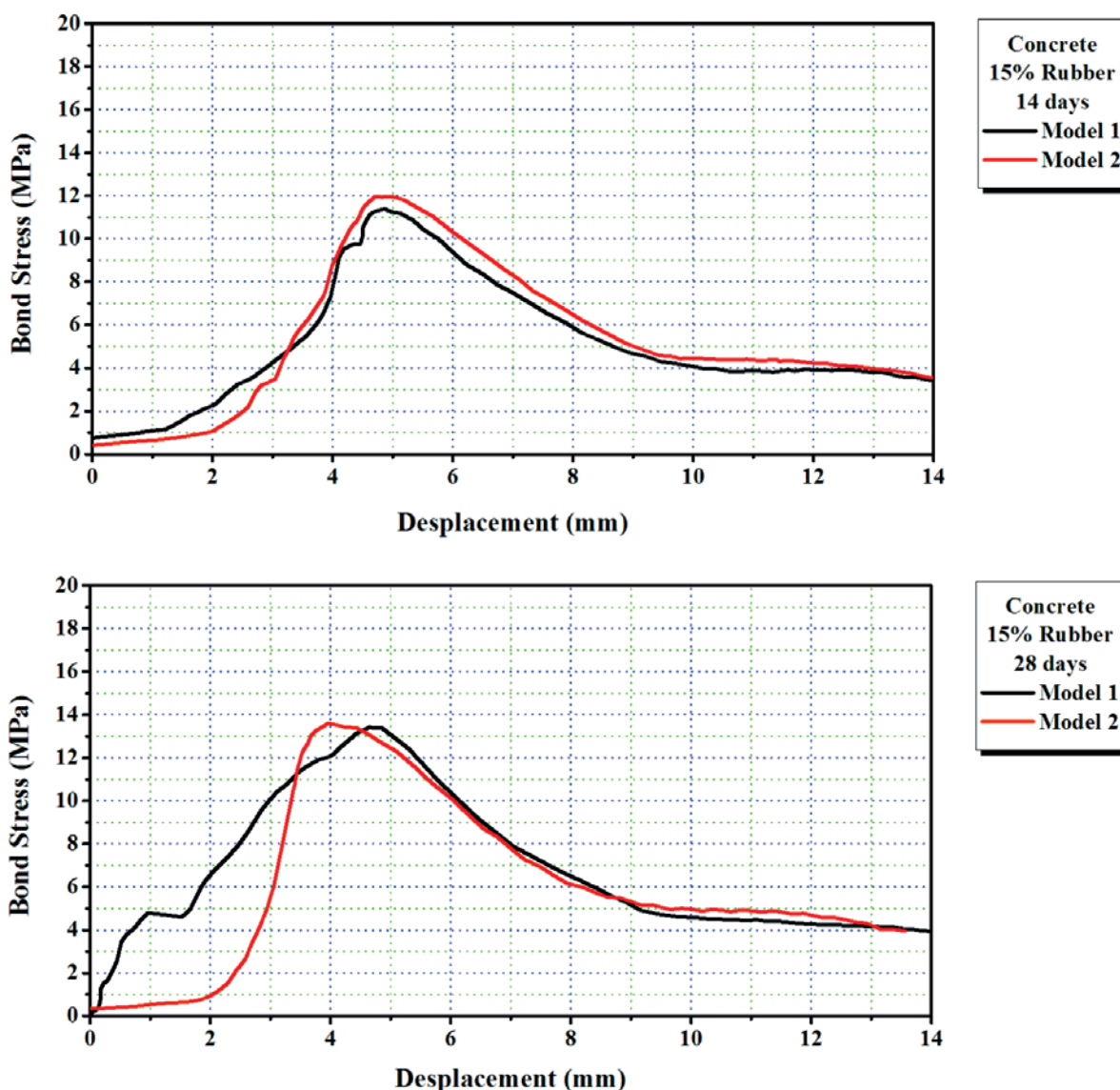
- [02] COMITÊ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON: RILEM/CEB/FIB/RC6. Concrete Reinforcement Technology. Paris, Georgi Publishing Company, 1983
- [03] LORRAIN, M.; BARBOSA, M.P. Controle de qualidade dos concretos estruturais: Ensaio de aderência aço-concreto. Revista Concreto e Construções. n.51, pp. 52-57. jul, ago, set, 2008.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno, Rio de Janeiro, 2007
- [05] BRANDÃO, A.M.S. Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto,

1998. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

- [06] FUSCO, P.B. , Princípios Básicos para Projeto de Estruturas de Concreto. In: IBRACON - instituto Brasileiro do Concreto. (Org.). CONCRETO: CIÊNCIA E TECNOLOGIA. 1 ed. São Paulo: Ipsis Gráfica e Editora, 2011, v. 1, p. 101-126.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. Especificações. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

- NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento, Rio de Janeiro, 2006.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7477: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado, Rio de Janeiro, 1982.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura dos corpos de prova. NBR 5738, Rio de Janeiro, 2008.
- [12] SILVA FILHO, L.C.P.; HELENE, P. Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração. In: ISAIÁ G.C., Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.2, cap. 32, p 1124-1174.
- [13] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 1995, 265p.
- [14] American Standardization for Testing and Materials (ASTM) C 234 91a – Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforcing steel. 1996.
- [15] ABRAMS, D.A., “Test of Bond Between Concrete And Steel,” Engineering Experiment Station, Bulletin No. 71, University of Illinois, Champaign, 1913.
- [16] RÜSCH, H. Der Zusammenhang zwischen rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen. In: Stüssi, F.; Lardy, P. (Hrsg.) Fifth Congress (Lisboa-Porto), Preliminary publication. Lisboa; IABSE, 1956, S. 791-813.

Figure 17 – Pull out tests of concrete 15% of rubber at 14 and 28 days



- [17] LORRAIN, M.; BARBOSA, M.P.; ARNAUD M.. Bond test and on-site structural concrete quality control. 3rd fib International Congress – 2010. Anais. EUA. 2010.
- [18] FRANÇA, V. H. Aderência aço-concreto – uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. Dissertação de Mestrado. UNESP de Ilha Solteira. 2004.
- [19] AKASAKI, J. L.; SERNA ROS, P.; REYES, B.; TRIGO, A. P. M.. Avaliação da Resistência à Flexão do Concreto com Borracha de Pneu com Relação ao Concreto Convencional. In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. Vitória, E. S., IBRACON, 2003.
- [20] YUNPING XI, YUE LI, ZHAOHUI XIE, AND JAE S. LEE. Utilization of solid wastes (waste glass and rubber particles) as aggregates in concrete. In: International Workshop on Sustainable Development And Concrete Technology. pp.45-54, 2004.
- [21] JACINTHO, Ana Elisabete P. G. A.; CAMPOS, Wendersen C.; PIMENTEL, Lia L. Concreto com adição de fibras de borracha: um estudo frente às resistências mecânicas. In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, 2010.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. NBR 7222, Rio de Janeiro, 2011.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. NBR 12142, Rio de Janeiro, 2010.

Figure 18 – Pull out tests of concrete 20% of rubber at 14 and 28 days

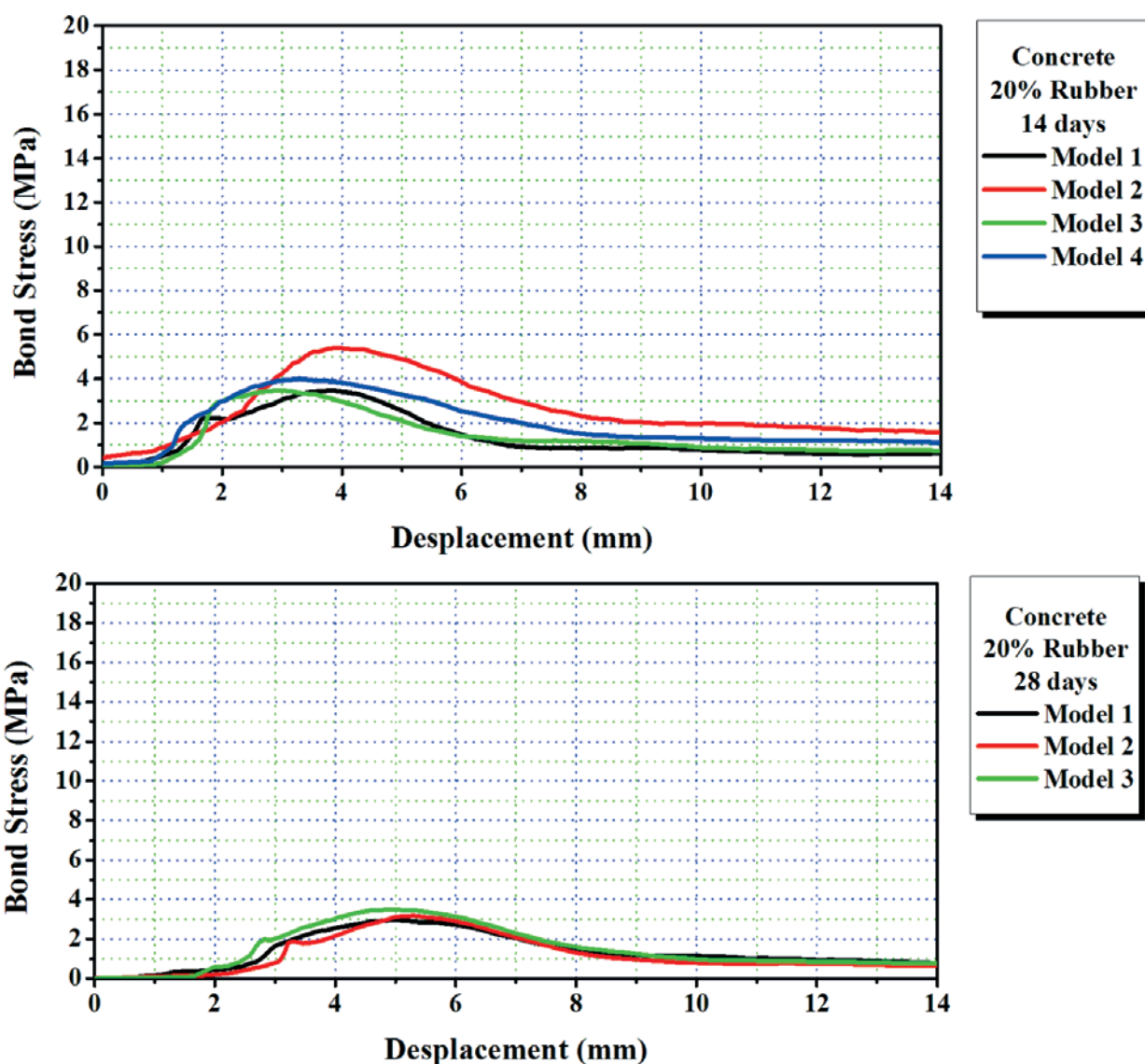
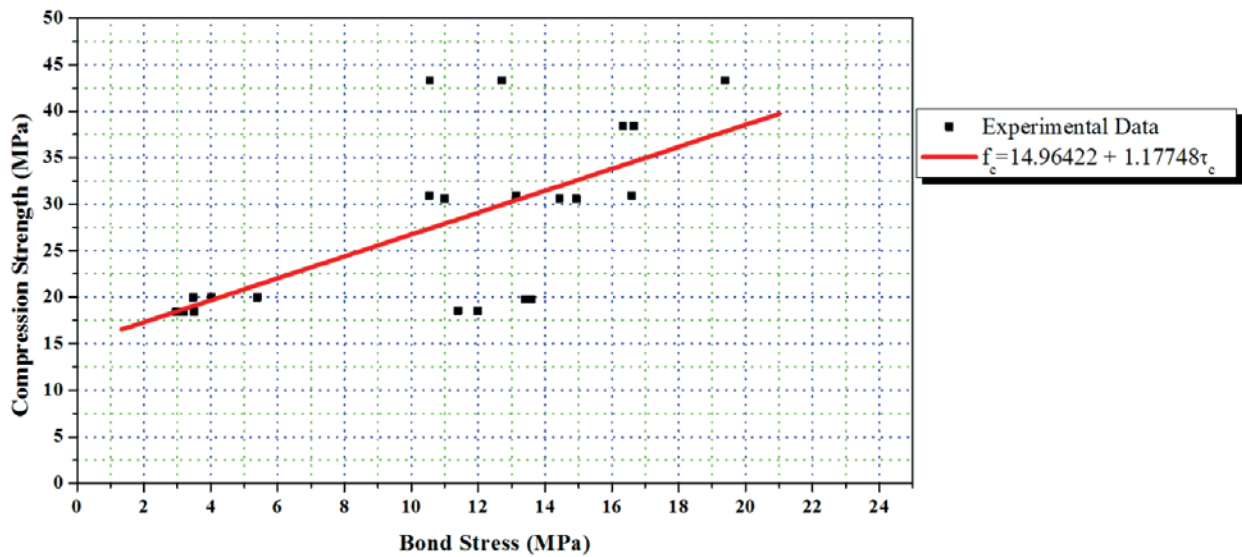


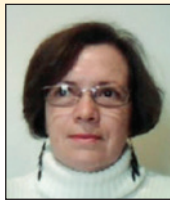
Figure 19 – Correlation between bond stress and compression strength of tested concrete



- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008
- [25] GRANZOTTO, I. Concreto com adições de borracha: uma alternativa ecologicamente viável. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Maringá, UEM, 2010.

Steel and concrete bond stress: a contribution to the study of APULOT tests using concrete with rubber addition

Aderência aço e concreto: uma contribuição ao estudo do método APULOT usando concreto com borracha



A. E. P. G. DE AVILA JACINTHO ^a
anajacinto@puc-campinas.edu.br

L. L. PIMENTEL ^a
lialp@puc-campinas.edu.br

M. P. BARBOSA ^a
monica.barbosa@puc-campinas.edu.br

P. S. P. FONTANINI ^a
pspuca@puc-campinas.edu.br

Abstract

The bond stress between steel and concrete is the essential condition to the good behaviour of reinforced concrete structures. To preview the use of concrete with waste incorporation for structural aims, the verification of its quality control is necessary, whether of compression strength and bond. This paper presents the study results about the viability use of APULOT tests, that is a bond tests, to prevent the compression strength of concrete with rubber addition. The purpose of APULOT tests become study in many laboratories in France and Brazil, where is to estimate the compression strength using the bond stress obtained in tests execute inside of building construction. Also the use of concrete with rubber addition to structural use has been made with safe because this kind of addition makes the concrete compression strength decrease. To study its compression strength behavior is also make part of this research. This work aims to contribute with standardization of APULOT tests, and also give conditions to use the concrete with rubber addition in structural elements with more safe.

Keywords: bond stress, compression strength, concrete, rubber.

Resumo

A aderência entre o concreto e o aço (armadura) é o principal fator do bom desempenho do concreto armado. Para prever a utilização do concreto com incorporação de resíduos para fins estruturais, a verificação do controle de qualidade se faz necessária, quer seja de sua resistência à compressão axial quer seja de sua aderência. Este artigo apresenta os resultados do estudo sobre a viabilidade do ensaio de aderência aço-concreto, denominado ensaio APULOT, para estimativa da resistência à compressão axial do concreto com adição de fibras de borracha. A proposta do ensaio APULOT, vem sendo estudada em vários laboratórios de pesquisa, na França e no Brasil e consiste em determinar a resistência à compressão axial do concreto, a partir dos resultados da tensão de aderência realizados na obra. A utilização do concreto com incorporação de resíduos de borracha para fins estruturais deve ser feita com cautela, pois comprovadamente a adição de borracha no concreto faz com que a resistência à compressão do mesmo venha a diminuir. Estudar seu comportamento quanto à resistência axial à compressão, além da aderência aço e concreto, também é necessária. Este trabalho visa contribuir com a normalização do ensaio APULOT possibilitando um melhor controle tecnológico em canteiros de obra, assim como verificar as condições de utilização para fins estruturais do concreto com resíduos de borracha.

Palavras-chave: tensão de aderência, resistência à compressão, concreto, borracha.

^a Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Campinas, SP, Brasil.

1. Introdução

Existem várias formas de se exercer o controle de qualidade em uma obra de concreto armado, tais como gerenciamento dos projetos, formas, escoramento, e um dos aspectos essenciais sobre esse controle repousa no monitoramento da eficácia do material concreto, já que o aço tem um controle extremamente rigoroso na sua fabricação.

O controle tecnológico atual das obras de concreto armado, na maioria dos países, repousa quase que exclusivamente sobre a realização de ensaios de resistência à compressão axial de corpos de prova de concreto, cúbicos ou cilíndricos, que são normalmente moldados no recebimento do concreto no canteiro de obras, antes do lançamento nas formas. Este tipo de ensaio, padronizado no Brasil pela ABNT NBR 5739:2007[1], requer equipamentos apropriados e mão de obra treinada, disponíveis em laboratórios de engenharia civil cadastrados. Só assim se obtém este parâmetro de resistência para averiguar a eficiência dos elementos estruturais.

Todavia, o inconveniente deste ensaio está no fato de que os laboratórios especializados para a sua execução, estão muitas vezes, distantes dos canteiros de obras além da necessidade de se controlar uma série de fatores tais como a moldagem, armazenamento, capeamento e velocidade de carregamento do corpo de prova. Somados a esses fatores tem-se que o ensaio de resistência à compressão axial é feito sobre um único material, o concreto, ignorando a aderência entre o aço e o concreto, condição essencial da existência do concreto armado. O material aço já possui um controle extremamente rigoroso sobre a sua fabricação, sendo ignorada a necessidade de ensaios de resistências mecânicas em uma obra.

Reconhecendo a importância e a utilidade do ensaio tradicional para se determinar a resistência à compressão do concreto, um grupo de pesquisadores liderados pelo Professor Michel LORRAIN do INSA de Toulouse, vem analisando a possibilidade de empregar um ensaio de aderência aço-concreto adaptado ao canteiro de obra para estimar a resistência à compressão do concreto, devido aos inconvenientes experimentais obtidos ao se realizar esses ensaios tradicionais. Este grupo vem trabalhando no aprimoramento de um novo método de ensaio que se caracteriza pela sua simplicidade e baixo custo, tomando como base o ensaio de aderência aço-concreto *pull-out-test*, recomendado pela RILEM RC6:1983[2].

O método proposto por Lorrain e Barbosa(2008)[3] recebeu a denominação de APULOT (Appropriate pull-out-test) e, desde sua criação vem sendo testado em laboratórios de diversas universidades brasileiras e estrangeiras (tais como UNESP de Ilha Solteira, UFRG, PUC de Campinas, o INSA de Toulouse e etc), apresentando bons resultados e uma adequada capacidade de estimativa da resistência à compressão. Alguns testes realizados em canteiros de obras também obtiveram resultados satisfatórios. As vantagens do método proposto recaem na simplicidade de sua execução, na redução do tempo recomendado para a realização do ensaio, de 28 dias para 7 dias ou até mesmo 3 dias, além da possibilidade de aferição não somente da resistência mas também do comportamento da aderência aço-concreto, fator primordial para o bom funcionamento das estruturas de concreto armado.

Esta pesquisa, dentro do contexto apresentado, pretende contribuir para o estudo da viabilidade do ensaio de aderência APULOT como proposta de controle tecnológico e segurança das obras de

concreto armado, trabalhando com uma nova gama de concretos: os concretos com adições de resíduos. A busca por materiais alternativos, tais como porcelana de isoladores elétricos, borracha de pneus, resíduos de demolição e etc., que possam ser utilizados no concreto, diminuindo o uso dos materiais naturais extraídos da natureza, tais como areia dos rios (agregado miúdo) e a pedra britada ou seixo rolado (agregado graúdo), vem crescendo no Brasil e o emprego desse concreto em elementos estruturais deve ser avaliado em todos os seus aspectos, dentre eles a sua aderência com a armadura.

Ensaaios experimentais foram realizados para se determinar a resistência à compressão do concreto com a adição de fibras de borracha, tanto pelo método tradicional segundo a NBR 5735:2007[4], como pelo novo método proposto, obtendo a resistência à compressão a partir dos resultados do ensaio APULOT.

1.1 Justificativa

O aspecto principal de interesse dessa pesquisa é que a resistência à compressão do concreto é determinante no comportamento da aderência aço-concreto. A hipótese de trabalho do projeto APULOT é que, se o ensaio for realizado em condições controladas e padronizadas, esta relação se torna ainda mais evidente e robusta, permitindo que se faça a estimativa da resistência à compressão máxima de aderência. Somado a esse fato, avaliar o comportamento dos concretos com incorporação de resíduos na substituição parcial ou total dos agregados convencionais se justifica, pela necessidade de avaliação desse novo tipo de concreto para fins estruturais.

2. O controle tecnológico do concreto armado

A qualidade de um produto pode ser entendida como a capacidade de atender a determinadas exigências nas condições de uso previstas. Desta forma, o controle de qualidade abrange um conjunto de técnicas operacionais e atividades desenvolvidas, cuja finalidade é assegurar que o produto final atenda aos padrões pré determinados (Brandão, 1998)[5].

O controle de qualidade de uma estrutura de concreto é um processo amplo e complexo, pois engloba variáveis diversas que vão desde o planejamento, o controle dos serviços empregados até as questões ligadas à durabilidade e vida útil da estrutura.

Dentre essas variáveis a parcela do controle tecnológico empregado nos materiais utilizados nas obras de construção civil, mais especificamente o aço e o concreto, é a que interessa mais diretamente para este trabalho.

A evolução do conhecimento da tecnologia do concreto, nas décadas de 50 e 60, passou a tratar a resistência do concreto como uma grandeza aleatória, de distribuição normal (gaussiana) de valores e também a fazer parte das variáveis estruturais. Fusco (2011)[6] afirma que esta metodologia ganhou espaço devido aos avanços das pesquisas do cálculo estrutural em regime de ruptura e da probabilidade das variáveis estruturais.

No que se refere ao aço a ABNT NBR 6118:2007[7] estabelece que os parâmetros para o controle de qualidade das barras e fios de aço destinados a armaduras de estruturas de concreto devem atender as especificações da ABNT NBR 7480:2007[8].

Para o controle de qualidade do concreto destinado a estruturas,

a ABNT NBR 6118:2007[7] estabelece que os parâmetros devem atender as especificações da ABNT NBR 12655:2006[9].

No estado endurecido do concreto, as principais propriedades mecânicas exigidas pela ABNT NBR 6118:2007[7] são; resistência à compressão(f_c), módulo de elasticidade(E_c) e resistência à tração (f_{ct}).

O único ensaio de aderência aço-concreto recomendado pela normalização brasileira é o normalizado pela ABNT NBR 7477:1982[10], o qual determina o coeficiente de conformação superficial (η) das barras e fios de aço.

A resistência à compressão axial do concreto é o parâmetro mais comumente avaliado e utilizado para o controle tecnológico do concreto. Este valor refere-se aos resultados de ensaios de corpos de prova cilíndricos moldados com concreto segundo a ABNT NBR 5738:2008[11] e rompidos segundo a ABNT NBR 5739:2007[1]. Segundo a NBR 6118:2007[7] para efeito de projeto estrutural de concreto armado e protendido, a partir da resistência à compressão é possível se determinar o módulo de elasticidade e a resistência à tração e até mesmo a tensão de aderência para fins de ancoragem das armaduras. Segundo Silva Filho e Helene (2011)[12] embora as normas e recomendações mais recentes, no âmbito mundial, sugiram que se aumente o número de parâmetros de controle de qualidade de obras de concreto, a tradição da área ainda é fundamental este controle essencialmente na resistência à compressão de corpos de prova, cilíndricos no Brasil, moldados durante a concretagem.

2.1 Relação da aderência aço-concreto com a resistência à compressão do concreto

Segundo FUSCO (1995)[13] o princípio do concreto estrutural é a ação solidária entre aço-concreto que deve respeitar condições que permitam, a cada um deles, chegar aos limites de suas capacidades resistentes, sem prejudicar ou ser prejudicado pelos

esforços atuantes em um ou outro material separado. Sendo o concreto um material frágil e de baixa resistência à tração, e o aço ductil e de alta resistência à tração, um material complementa o outro formando assim o concreto armado ou protendido, desde que a condição de aderência entre os materiais seja atendida.

Na literatura são encontrados vários tipos de ensaios para a determinação da tensão de aderência entre a armadura de aço e o concreto e de curva de tensão versus deslocamento. Um dos mais conhecidos e utilizados, dada a eficiência, é o ensaio pull-out-test (POT) que tem suas diretrizes recomendadas na RILEM RC6: 1983[2] e na ASTM C234:1996 [14].

A pesquisa realizada por Abrams(1913)[15] utilizando ensaios de aderência do tipo *pull-out* verificou a influência de algumas variáveis inerentes a resposta do ensaio. Dentre essas variáveis o efeito das resistências mecânicas mostrou, há mais de 100 anos atrás, a existência de uma forte correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência máxima de aderência aço-concreto. Posteriormente, em 1956, os estudos de Rush[16] demonstraram a importância das nervuras na tensão de aderência aço-concreto, confirmando a nítida e forte correlação entre a resistência à compressão e a tensão de aderência.

Na NBR 6118:2007[7], a tensão de aderência (τ_u) é dada pela seguinte equação:

$$\tau_u = \frac{F}{\pi\phi L} \quad (1)$$

Onde : τ_u = tensão última de aderência;
F= força de arrancamento;
 ϕ = diâmetro da barra;
L= comprimento de ancoragem.

Figura 1 - Esquema ensaio APULOT (LORRAIN et al.(7))

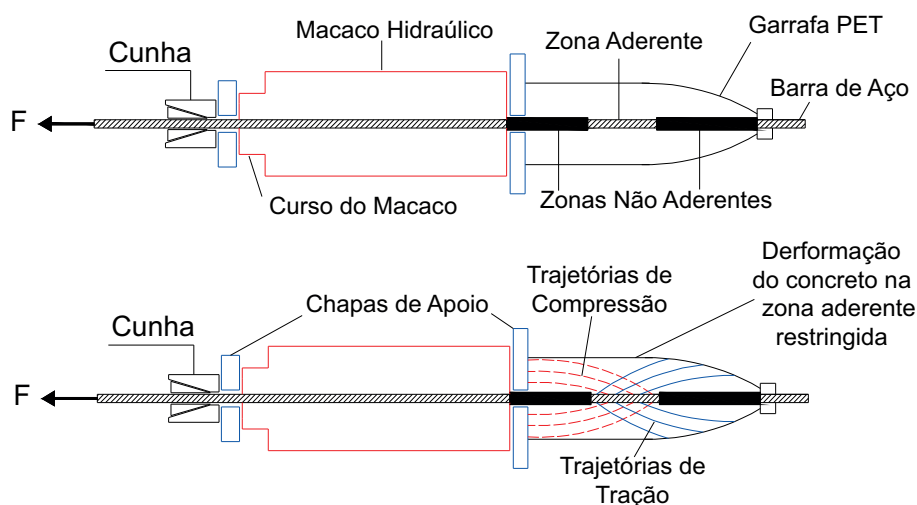
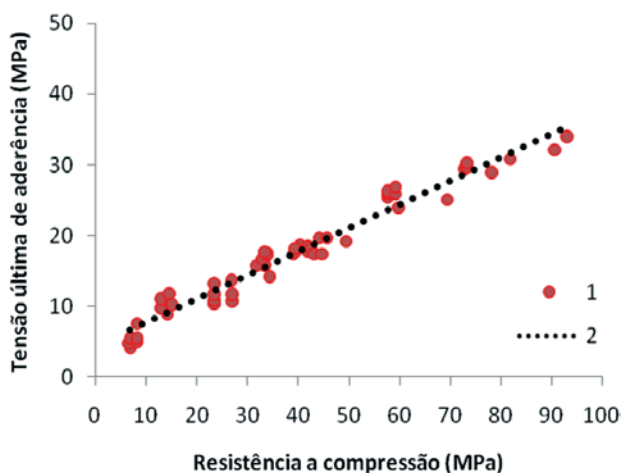


Figura 2 – Equação de correlação linear proposta por Lorrain e Barbosa (2008)(3)



Nesta equação não está explicitada a relação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão do concreto. A proposta de se relacionar os dois parâmetros através de uma reta, construída empiricamente, foi dada em Lorrain e Barbosa (2008)[3].

3. Método de ensaio APULOT

O aspecto principal de interesse dentro do tema dessa pesquisa é que a resistência do concreto armado é um aspecto determinante no comportamento da aderência. O conceito principal do ensaio APULOT é que, se o ensaio de aderência aço-concreto for realizado em condições controladas e padronizadas, essa relação se torna ainda mais evidente e robusta, permitindo que se faça a

estimativa da resistência à compressão do concreto a partir de dados da resistência máxima de aderência. A filosofia do ensaio APULOT é realizar o controle de qualidade do concreto armado a partir de ensaios apropriados de aderência aço-concreto em canteiro de obras, ou seja, averiguar a conformidade da resistência à compressão do concreto “in situ” por meio da resistência de aderência através de correlação entre essas respectivas resistências, propostas por Lorrain et al.[17].

O método é baseado no mesmo princípio do POT (arrancamento de uma barra de aço inserida num corpo de prova de concreto), no entanto usa como molde garrafas PET, com o formato mais homogêneo possível no comprimento de ancoragem, e um macaco hidráulico, que é um equipamento facilmente encontrado nos canteiros. A figura 1 apresenta o esquema do ensaio APULOT.

Para obter o comprimento de ancoragem (Equação 4), são utilizadas as fórmulas da tensão última de aderência (Equação 1) e a tensão de escoamento do aço (Equação 2). O valor da tensão última de aderência é obtido, pela correlação proposta por Lorrain e Barbosa(2008)[3] (Figura 2). É importante salientar aqui que estes valores sugeridos de comprimento de ancoragem desta pesquisa experimental são as primeiras tentativas de caracterização do ensaio APULOT, podendo estes valores serem renovados com os avanços das pesquisas com estes ensaios.

$$f_y = \frac{F}{\pi \frac{\phi^2}{4}} \quad (2)$$

$$\tau_u \pi \phi L > F > f_y \pi \frac{\phi^2}{4} \quad (3)$$

Tabela 1 – Características da borracha

Granulometria (borracha)			
Peneira ABNT (# em mm)	Massa retida acumulada (%)	Massa específica	Peso unitário
6,3	7,65	1,45	0,40
4,8	7,90	1,45	0,40
2,4	12,32	1,45	0,40
1,2	38,10	1,45	0,40
0,6	75,41	1,45	0,40
0,3	91,21	1,45	0,40
0,15	97,91	1,45	0,40
Fundo	100,00	1,45	0,40
Total	100,00	1,45	0,40

Tabela 2 – Características do agregado miúdo

Granulometria areia			
Peneira ABNT (# em mm)	Massa retida acumulada (%)	Massa específica	Peso unitário
6,3	1,67	2,62	1,51
4,8	2,85	2,62	1,51
2,4	9,16	2,62	1,51
1,2	23,07	2,62	1,51
0,6	47,11	2,62	1,51
0,3	75,22	2,62	1,51
0,15	91,87	2,62	1,51
Fundo	100,00	2,62	1,51
Total	100,00	2,62	1,51

Tabela 3 - Características do agregado graúdo

Coarse aggregate granulometry			
Peneira ABNT (# em mm)	Massa retida acumulada (%)	Massa específica	Peso unitário
32	0,00	2,95	1,59
25	0,00	2,95	1,59
19	1,96	2,95	1,59
12,5	47,06	2,95	1,59
9,5	76,47	2,95	1,59
6,3	94,12	2,95	1,59
Fundo	100,00	2,95	1,59
Total	100,00	2,95	1,59

$$L > \frac{f_y \phi}{4 \tau_u} \quad (4)$$

Onde:

f_y = Tensão de escoamento do aço (MPa);

4. Aderência aço e concreto com borracha

Uma das pesquisas realizadas no Brasil sobre aderência aço e concreto, sendo o concreto com resíduos de borracha de pneus, foi feita por França(2004)[18] na UNESP de Ilha Solteira. Ele comparou a tensão de aderência obtida em ensaios de *pull out*, entre concreto convencional de resistência à compressão de 35MPa, com concreto com resíduos de borracha de resistência de 25MPa para as idades de 28 dias e 90 dias.

Figura 3 - Curva granulométrica da borracha

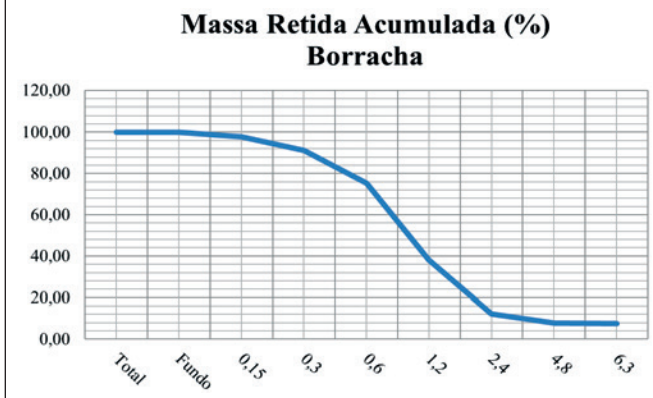
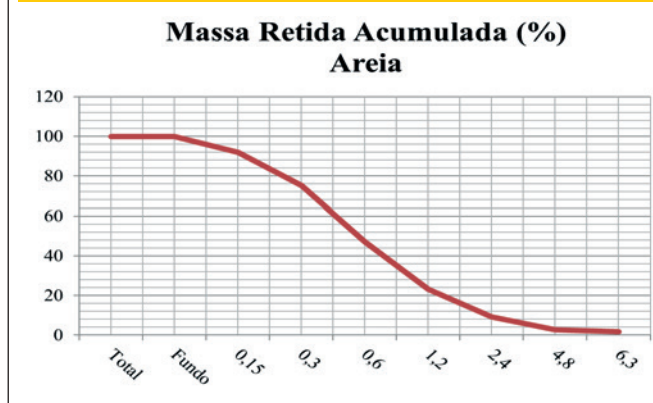


Figura 4 - Curva granulométrica da areia



FRANÇA(2004)[18] comparou seus resultados experimentais com outros pesquisadores e concluiu que o concreto com borracha pode ser usado em estruturas de concreto armado, apesar das resistências mecânicas não alcançarem valores muito altos. As curvas tensão de aderência x deslizamento da barra tiveram desenvolvimento similar entre o concreto convencional e o concreto com borracha, apesar do concreto com borracha apresentar tensão de aderência com valores inferiores.

Tomando-se por base as constatações feitas em diversas pesquisas já concluídas sobre o comportamento mecânico do concreto com borracha. AKASAKI et al. (2003)[19] observaram que os resíduos chamados fibras de borracha podem atuar como obstáculos no desenvolvimento de fissuras, quando interceptam as microfissuras que surgem durante o endurecimento do concreto, impedindo sua progressão. Já YUNPING XI et al. (2004)[20] verificaram que o concreto com borracha possui características únicas com potencial para uso em variadas aplicações. Segundo Jacintho et.al. (2010)[21] o concreto com borracha pode ser utilizado na fabricação de peças pré-moldadas para piso como uma alternativa de contribuir para a diminuição da disposição deste

Figura 5 - Curva granulométrica da brita

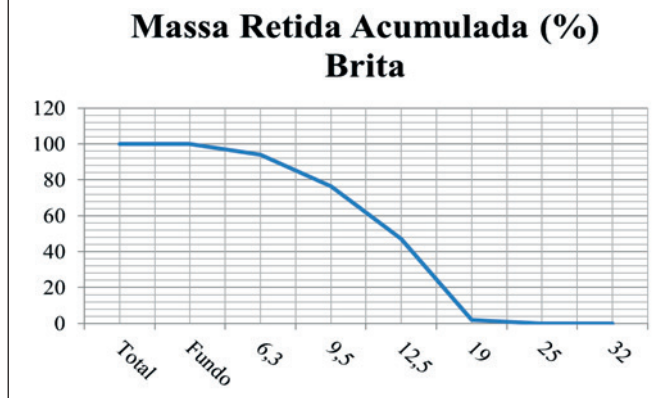


Tabela 4 – Resultados médios dos ensaios de resistência mecânica do concreto

Tipo de concreto	Idade do concreto	Resistência à compressão	Resistência à tração indireta	Resistência à tração na flexão	Módulo de elasticidade
Referência	7 dias	17,02	9,45	3,30	36,50
	28 dias	26,24	13,64	3,40	41,97
15% de borracha	7 dias	10,88	6,76	2,81	31,51
	28 dias	14,09	6,90	3,19	32,91
20% de borracha	7 dias	6,70	5,33	1,97	17,08
	28 dias	9,67	5,56	2,48	17,55

Figura 6 – Borracha triturada em tiras finas usadas como adição no concreto



material em aterros e para a preservação de recursos naturais não-renováveis.

5. Materiais e programa experimental

Os materiais empregados no programa experimental dessa pesquisa são oriundos da Região Metropolitana de Campinas.

Os resultados da caracterização com relação à granulometria dos agregados (borracha, areia e brita), são mostrados nas tabelas 1, 2 e 3, bem como nas figuras 3, 4 e 5.

A borracha utilizada nesta pesquisa pode ser vista na figura 6.

Os resultados da caracterização do concreto com borracha, ou seja, as suas propriedades mecânicas, assim como sua composição são apresentados neste item.

Para esta pesquisa foram utilizados os seguintes materiais: cimento: tipo CP ARI RS; água: da rede de abastecimento da cidade de Campinas; agregado miúdo: areia tipo quartzosa; agregado graúdo: pedra tipo basalto; borracha: de pneu inservível triturada; aditivo: polifuncional e aço: CA-50.

Foram atendidas as normas: NBR5738:2003[11] para o procedimento de moldagem e cura de corpos-de-prova; NBR5739:2007[1] para o ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto; NBR7222:2011[22] para a determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos; NBR12142:2010[23] para a determinação da resistência à tração

Figura 7 – Resistência à compressão

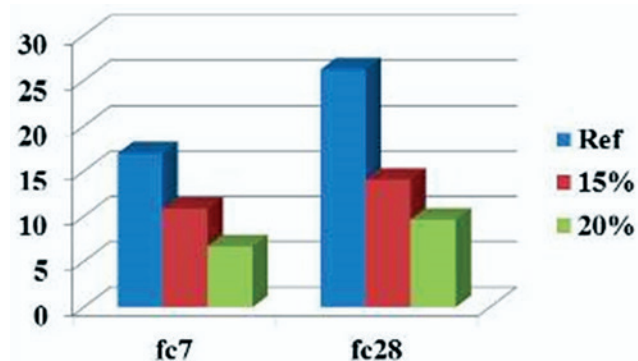


Figura 8 – Módulo de elasticidade

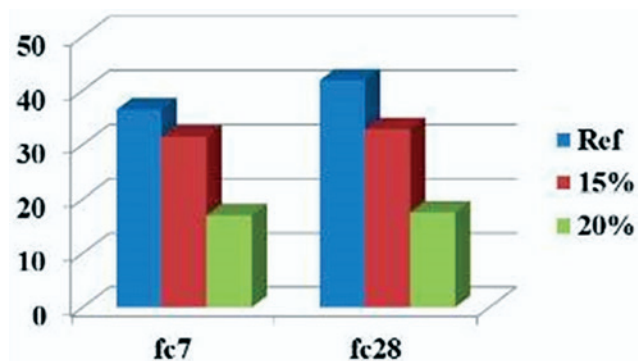


Figura 9 – Resistência à tração na compressão diametral

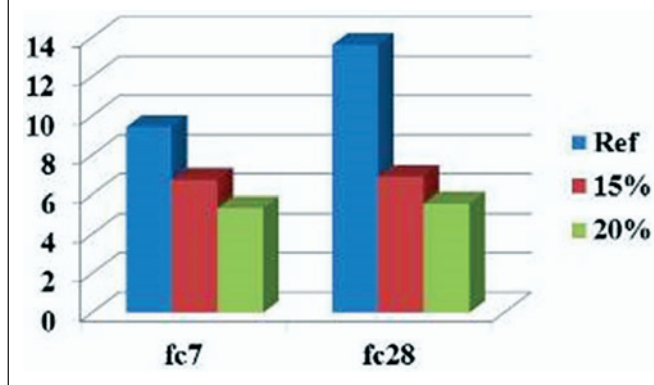
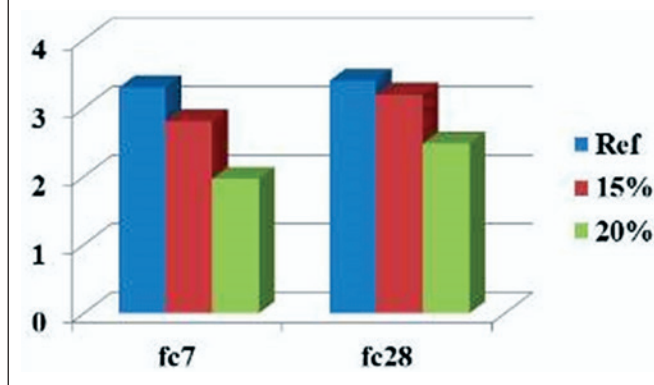


Figura 10 – Resistência à tração na flexão



na flexão em corpos-de-prova prismáticos; e a NBR8522:2008[24] para os ensaios para determinação do módulo de elasticidade.

Em um primeiro momento, foi estudado o concreto com borracha nas proporções de 15% e 20%. Foi feito um concreto convencional como referência para comparação dos resultados. As fibras foram adicionadas ao concreto tomando como referência o consumo de cimento, não substituindo nada com relação ao concreto referência. Os corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade foram corpos de prova cilíndricos de 10cm x 20cm e os corpos de prova usados nos ensaios de resistência à tração na flexão foram os prismáticos de 15cm x 15cm x 50cm.

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão e módulo de elasticidade, podem ser vistos na tabela 4.

Nas figuras de 7 a 10 podem ser vistos os gráficos com os valores médios encontrados nos ensaios citados na tabela 4.

As características do aço encontradas para esta pesquisa foram: tensão de escoamento $f_y = 583,0\text{MPa}$ e tensão de ruptura $f_u = 708,3\text{MPa}$. O diâmetro das barras usadas foi de 8mm.

5.1 Análise dos resultados das características mecânicas do concreto

Pelos gráficos apresentado nas figuras de 7 a 10 e pelos resul-

tados médios apresentados na tabela 4, pode-se observar uma queda nos valores das resistências e do módulo de elasticidade dos concretos contendo borracha, quando comparados com o concreto de referência, também observado por França[18] em proporções diferentes das aqui avaliadas.

A tabela 5 mostra de forma resumida, em porcentagem, a queda nos valores das resistências dos concretos desta pesquisa.

5.2 Ensaios de arrancamento e procedimentos

Após os testes iniciais de resistência do concreto, optou-se por fazer ensaios de arrancamento com uma porcentagem de adição de borracha, com taxa de 10%. Isto se deve ao fato da queda na resistência ter sido acentuada para a proporção de 20% de adição e os resultados de 15% não terem amenizado esta queda. O objetivo foi de se tentar obter resultados da tensão de aderência mais próximos do trabalho realizado por Granzotto[25] e por Jacintho et al[21].

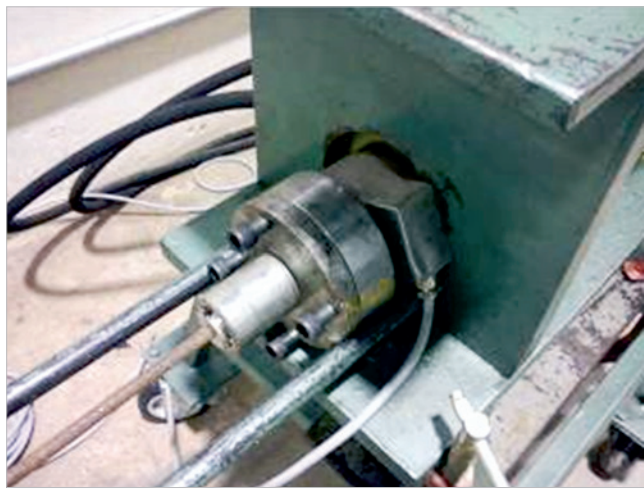
Desta forma foram realizadas quatro concretagens e quatro moldagens: uma para o concreto referência, uma para o concreto com 10% de adição de borracha, uma para o concreto com 15% e uma para o concreto com 20% de adição de borracha.

Após a moldagem, os corpos de prova e os modelos de garrafa PET foram colocados no dia seguinte submersos em água para cura. Um dia antes de cada ensaio eles foram retirados da cura para que não fossem ensaiados na condição saturada.

Tabela 5 – Parcelas de resistências mecânicas dos concretos em porcentagem

Concreto	Idade do concreto	Resistência à compressão	Resistência à tração indireta	Resistência à tração na flexão	Módulo de elasticidade
Referência	7dias	100%	100%	100%	100%
	28dias	100%	100%	100%	100%
15%	7dias	63,9%	71,5%	85,2%	86,3%
	28dias	53,7%	50,6%	93,8%	78,4%
20%	7dias	39,4%	56,4%	59,7%	46,8%
	28dias	36,9%	40,8%	72,9%	41,8%

Figura 11 - Ensaio de arrancamento (APULOT)



O comprimento de ancoragem usado, para barras de diâmetro de 8mm foi de 11cm e foi calculado usando a Equação 4, admitindo as considerações da Equação 3, entretanto utilizando-se a tensão de ruptura do aço. Optou-se por esta tensão por entender-se que sendo este um concreto com borracha, onde suas características ainda não estão totalmente comprovadas, o comprimento de aderência deveria ser maior que o convencional, pois o concreto com borracha tem resistências menores que o concreto usual.

Foram realizados ensaios com 7 e 14 dias de idade para corpos de provas cilíndricos de dimensões 10x20cm e ensaios aos 14 dias de idade para modelos moldados com garrafas PET. Aos 7 dias obteve-se resultados da resistência à com-

Figura 13 - Ensaio de compressão diametral



pressão axial do concreto e do módulo de elasticidade.

Aos 14 dias foram realizados os ensaios de arrancamento das barras APULOT (figura 11) e também foram obtidas as seguintes características mecânicas do concreto: resistência à compressão (figura 12), resistência à tração por compressão diametral (figura 13) e módulo de elasticidade (figura 14).

Figura 12 - Ensaio de compressão axial

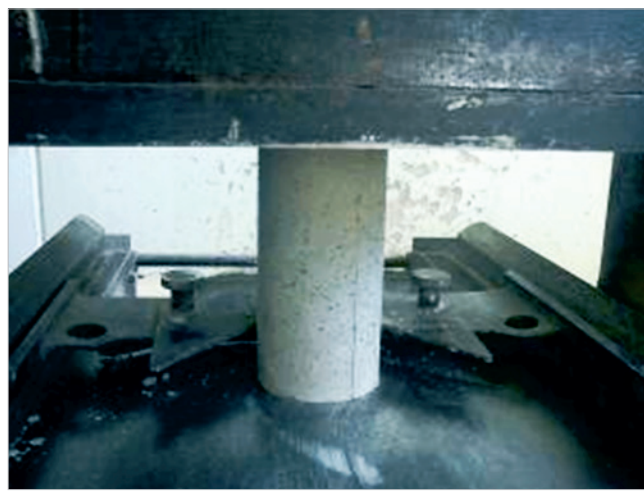


Figura 14 - Ensaio de módulo de elasticidade

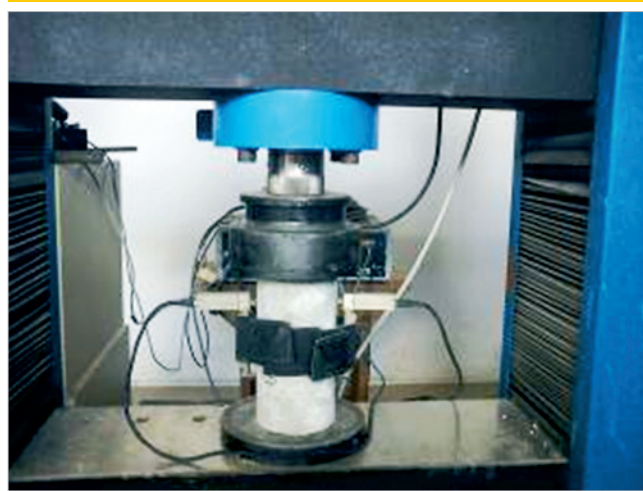


Tabela 6 - Características mecânicas dos concretos usados no ensaios APULOT

Tipo de concreto	Idade do concreto	Resistência à compressão	Resistência à tração indireta	Módulo de elasticidade
Referência	7 dias	37,25	-	46,78
	14 dias	38,37	4,32	48,51
	28 dias	43,27	3,97	47,79
10% de borracha	7 dias	26,22	-	40,93
	14 dias	30,59	3,76	42,72
	28 dias	30,94	2,77	43,16
15% de borracha	7 dias	19,08	-	38,10
	14 dias	18,53	2,80	43,17
	28 dias	19,77	2,65	42,73
20% de borracha	7 dias	18,29	-	32,61
	14 dias	20,01	2,54	35,81
	28 dias	18,45	2,42	33,63

6. Resultados e discussões parciais

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade podem ser vistos na tabela 6.

Na tabela 7, apresenta-se os resultados dos ensaios de arrancamento. Para todos os ensaios foram utilizados barras de 8mm de diâmetro e comprimento de ancoragem de 11cm. Foram ensaiados 5

modelos para cada série de concreto, entretanto alguns resultados foram descartados por se apresentarem muito discrepantes. Para a série do concreto referência, um resultado foi descartado, para a série do concreto com adição de 10% de borracha, 2 resultados foram descartados e para a série de concreto com 20% de borracha, um resultado não foi considerado.

As figuras de 15 a 18 mostram os gráficos de Tensão de Aderência x Deslizamento obtidos nos ensaios.

Tabela 7 - Resultados da tensão última de aderência obtidas nos ensaios APULOT

Tipo de concreto	Idade do concreto	Resistência à compressão (MPa)	Carga de ruptura (kN)	Tensão de aderência (MPa)
Referência	14 dias	38,37	45,14	16,33
		38,37	46,05	16,66
	28 dias	43,27	35,11	12,70
		43,27	53,59	19,38
		43,27	29,16	10,55
10% de borracha	14 dias	30,59	41,31	14,94
		30,59	39,90	14,43
		30,59	30,38	10,99
	28 dias	30,94	29,14	10,54
		30,94	45,89	16,60
		30,94	36,31	13,13
15% de borracha	14 dias	18,53	31,50	11,39
		18,53	33,11	11,98
	28 dias	19,77	37,06	13,41
		19,77	37,59	13,60
20% de borracha	14 dias	20,01	9,60	3,47
		20,01	14,91	5,39
		20,01	9,59	3,47
	28 dias	20,01	11,08	4,01
		18,45	8,21	2,97
		18,45	8,78	3,18
		18,45	9,70	3,51

Nota-se que quanto maior a quantidade de borracha adicionada ao concreto, menor foi a tensão última de aderência, entretanto os ramos das curvas pós tensão de pico mostram-se mais suaves com relação à sua inclinação. Com a adição de 10% de borracha, a perda da tensão última de aderência não foi muito acentuada. Isto se deve ao fato de que o concreto com esta quantidade de borracha não teve perda significativa na resistência à compressão, ao contrário, sua resistência acabou ficando superior ao concreto referência. Mesmo assim a tensão última de aderência ficou menor do que aquelas encontradas para o concreto referência. Já no concreto com 15% de adição de borracha percebe-se que as curvas de aderência se aproximam do concreto com 10% de adoção, com uma ligeira queda. Quando a adição de borracha no concreto foi de 20%, a resis-

tência à compressão foi menor e a tensão de aderência ficou em patamares bem menores, muito abaixo dos concretos com 10% e 15% de adição.

Na figura 19 é apresentada a correlação entre as tensões de aderência e as resistências à compressão obtida nos ensaios, com uma interpolação linear entre os pontos obtidos. Pode-se notar que os resultados do concreto com 20% de adição de borracha estão mais distantes dos outros concretos no gráfico.

7. Conclusões

A análise da correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão permitem concluir que os ensaio de aderência APULOT é adequado para estimar a resistência à com-

Figura 15 - Ensaio de arrancamento do concreto referência de 14 e 28 dias

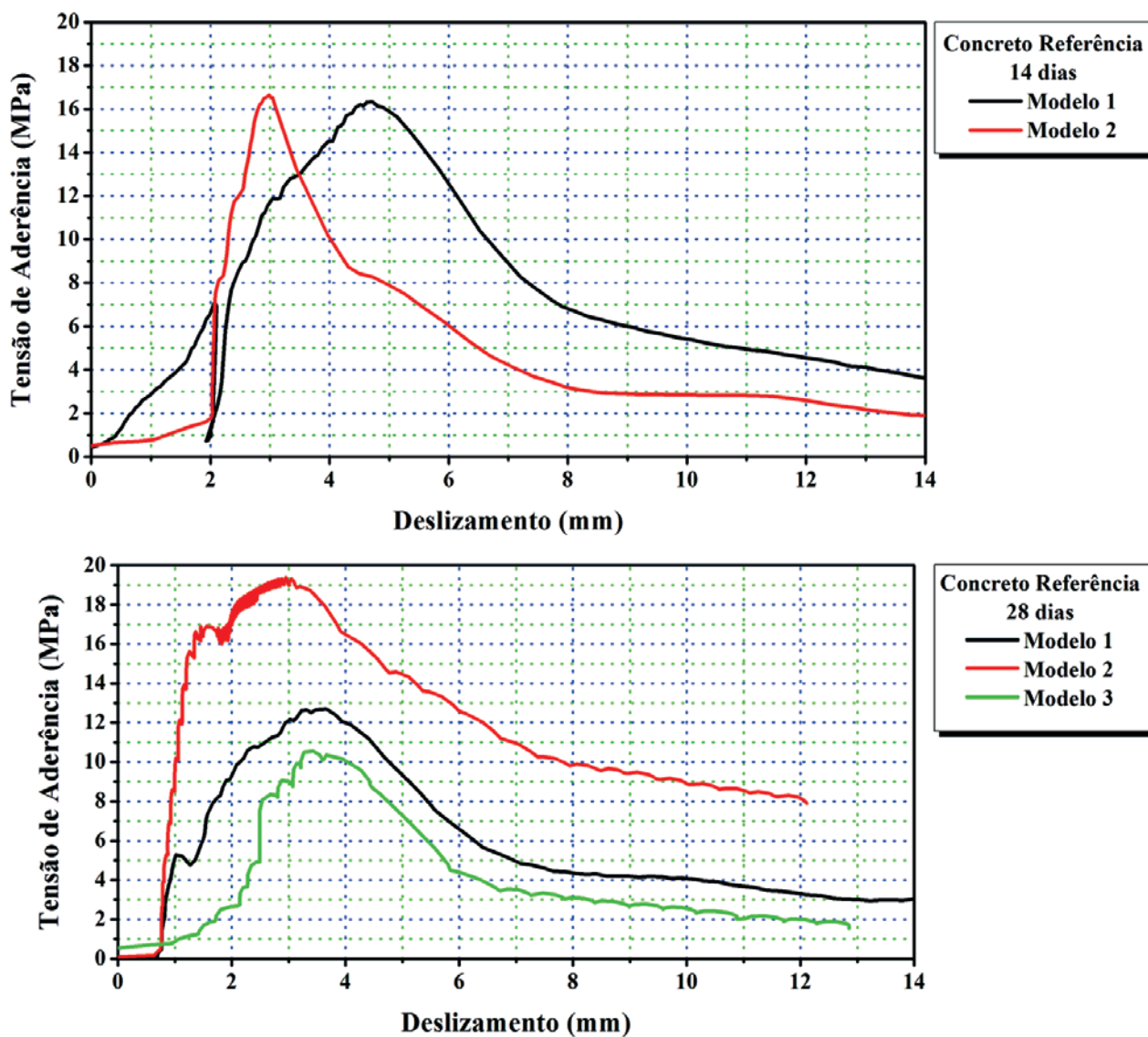
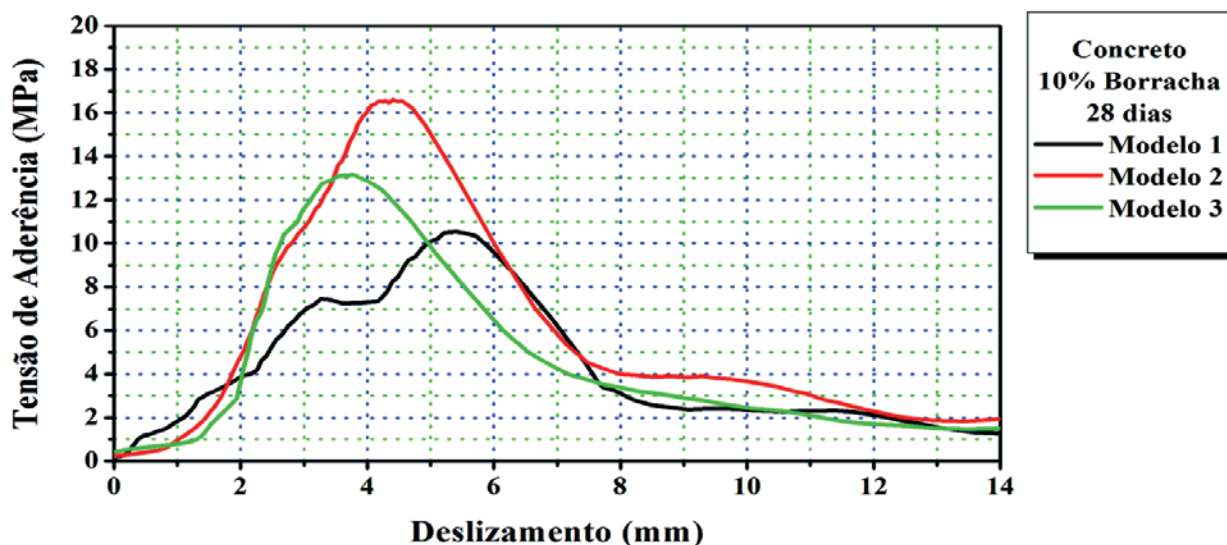
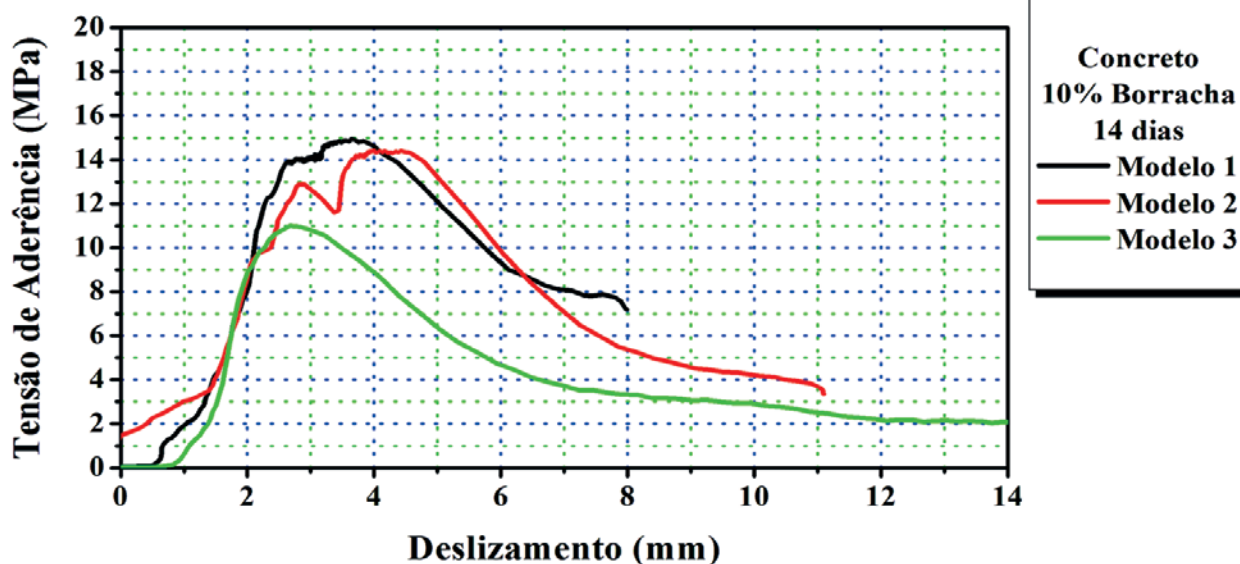


Figura 16 – Ensaio de arrancamento do concreto com 10% de borracha aos 14 e 28 dias



pressão axial do concreto, em todas as idades testadas. Com a análise das correlações é possível concluir que o acréscimo da tensão máxima de aderência é proporcional ao crescimento da resistência à compressão do concreto.

Uma conclusão parcial obtida neste trabalho já é clássica, a de que a adição de borracha no concreto faz com que o mesmo tenha uma diminuição na resistência à compressão.

Uma outra conclusão importante obtida foi a de que a adição de borracha no concreto faz com que a tensão de aderência também diminua. Portanto os valores indicados para o cálculo do comprimento de ancoragem para o concreto convencional devem ser revistos e aumentados para quando o elemento estrutural for feito com concreto com borracha, onde observou-se que para pequenas adições no concreto é possível de ser realizado.

E um indicativo obtido nesta pesquisa é de que os valores deste comprimento de ancoragem são proporcionais à quantidade de borracha adicionada ao concreto. Entretanto, para se chegar a equação correlacionando o comprimento de ancoragem com a quantidade de borracha adicionada ao concreto, mais pesquisas precisam ser realizadas, para uma gama maior de quantidades de borracha adicionadas ao concreto.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem a à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo pelo Auxílio financeiro prestado para que esta pesquisa pudesse ser realizada.

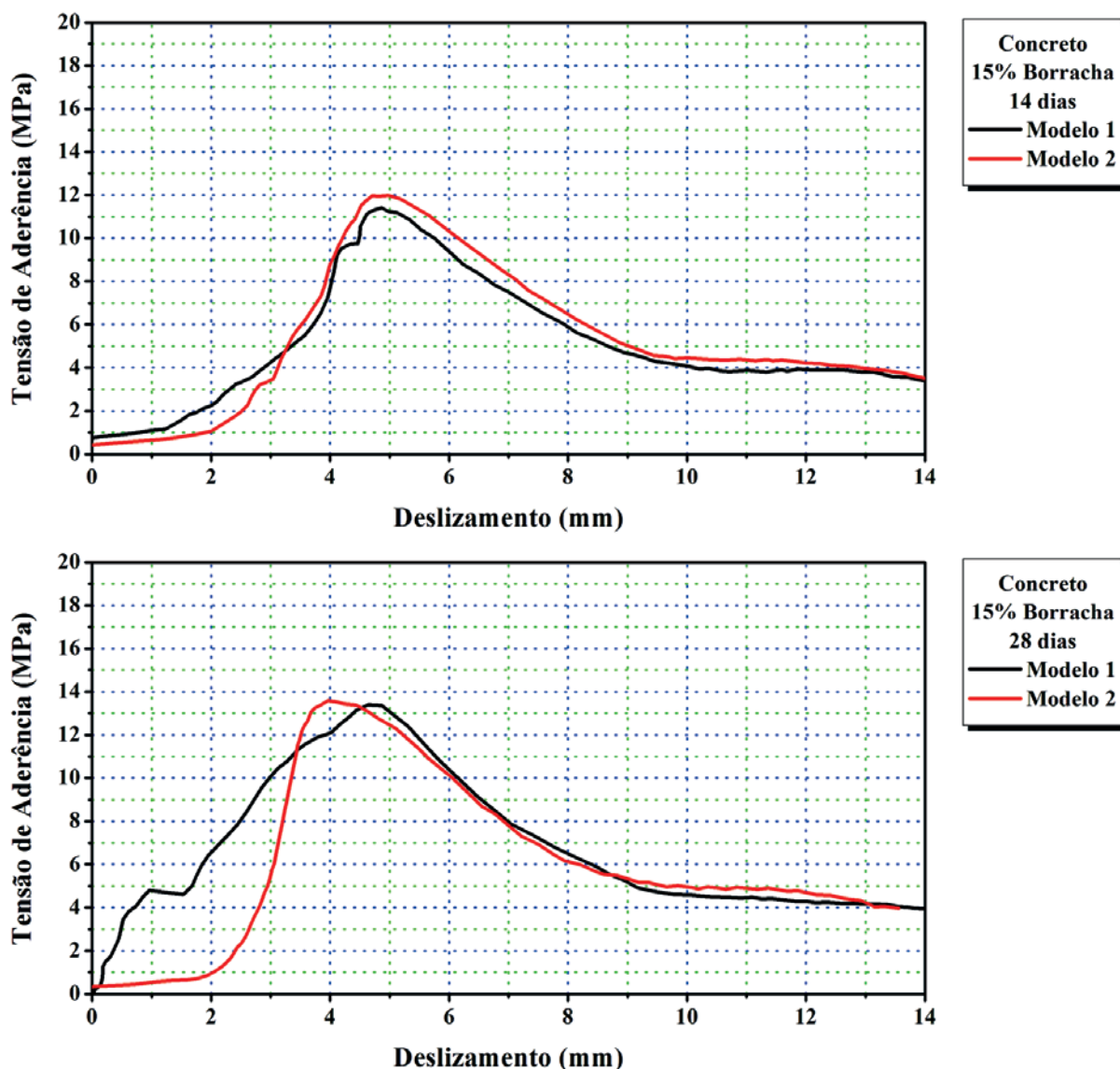
Também agradecem aos técnicos do laboratório de Materiais de

Construção e Estruturas, aos alunos Jonas Luís de Godoy e Ruy José Aun, da Pontifícia Universidade Católica da Campinas pelo auxílio prestado na elaboração e execução dos ensaios.

9. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [02] COMITÊ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON: RILEM/CEB/FIB/RC6. Concrete Reinforcement Technology. Paris, Georgi Publishing Company, 1983
- [03] LORRAIN, M.; BARBOSA, M.P. Controle de qualidade dos concretos estruturais: Ensaio de aderência aço-concreto. Revista Concreto e Construções. n.51, pp. 52-57. jul, ago, set, 2008.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno, Rio de Janeiro, 2007
- [05] BRANDÃO, A.M.S. Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto, 1998. 137f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.
- [06] FUSCO, P.B. , Princípios Básicos para Projeto de Estruturas de Concreto. In: IBRACON - instituto Brasileiro do Concreto. (Org.). CONCRETO: CIÊNCIA E TECNOLOGIA. 1 ed. São Paulo: Ipsis Gráfica e Editora, 2011, v. 1, p. 101-126.

Figura 17 - Ensaios de arrancamento do concreto com 15% de borracha aos 14 e 28 dias



- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado. Especificações. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle e recebimento – Procedimento, Rio de Janeiro, 2006.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7477: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado, Rio de Janeiro, 1982.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura dos corpos de prova. NBR 5738, Rio de Janeiro, 2008.
- [12] SILVA FILHO, L.C.P.; HELENE, P. Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração. In.: ISAIA G.C., Concreto: Ciência e Tecnologia. 1ª Edição. São Paulo: Editora IBRACON, 2011. vol.2, cap. 32, p 1124-1174.
- [13] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 1995, 265p.
- [14] American Standardization for Testing and Materials (ASTM) C 234 91a – Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforcing steel. 1996.
- [15] ABRAMS, D.A., “Test of Bond Between Concrete And

Figura 18 – Ensaios de arrancamento do concreto com 20% de borracha aos 14 e 28 dias

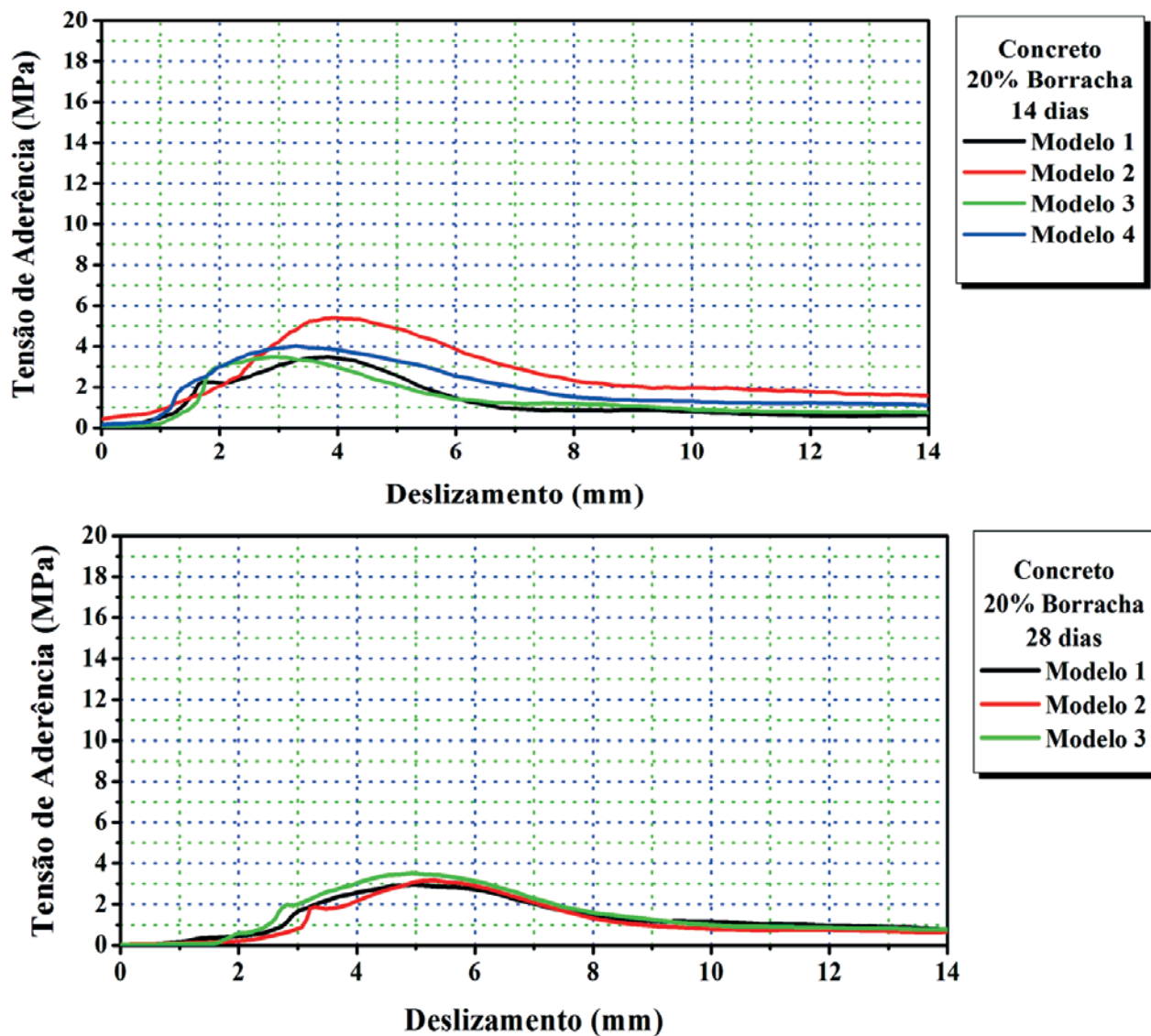
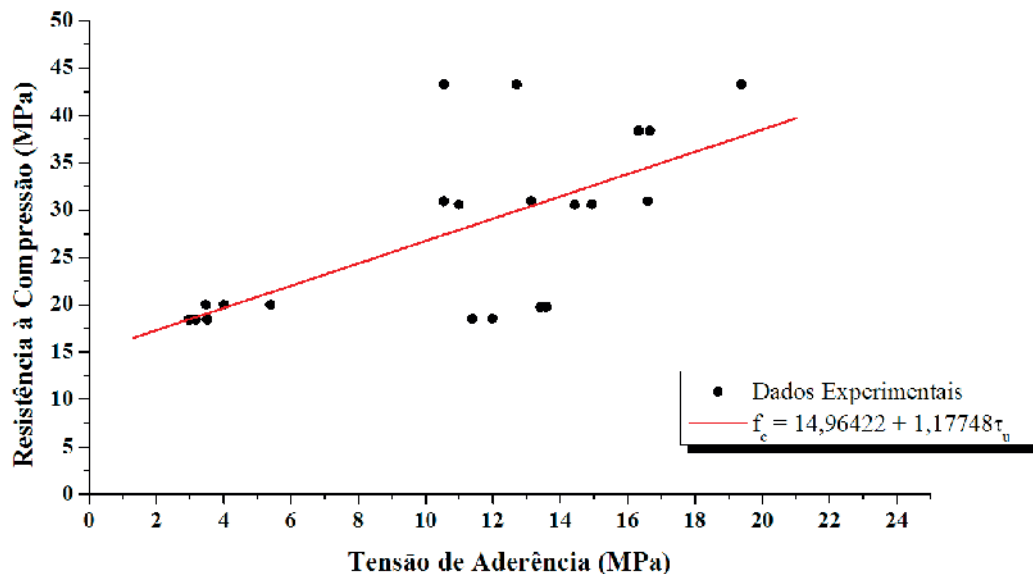


Figura 19 - Correlação entre a tensão de aderência e a resistência à compressão dos concretos ensaiados



Steel,"Engineering Experiment Station, Bulletin No. 71, University of Illinois, Champaign, 1913.

- [16] RÜSCH, H. Der Zusammenhang zwischen rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen. In: Stüssi, F.; Lardy, P. (Hrsg.) Fifth Congress (Lisboa-Porto), Preliminary publication. Lisboa; IABSE, 1956, S. 791-813.
- [17] LORRAIN, M.; BARBOSA, M.P.; ARNAUD M.. Bond test and on-site structural concrete quality control. 3rd fib International Congress – 2010. Anais. EUA. 2010.
- [18] FRANÇA, V. H. Aderência aço-concreto – uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. Dissertação de Mestrado. UNESP de Ilha Solteira. 2004.
- [19] AKASAKI, J. L.; SERNA ROS, P.; REYES, B.; TRIGO, A. P. M.. Avaliação da Resistência à Flexão do Concreto com Borracha de Pneu com Relação ao Concreto Convencional. In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais. Vitória, E. S., IBRACON, 2003.
- [20] YUNPING XI, YUE LI, ZHAOHUI XIE, AND JAE S. LEE. Utilization of solid wastes (waste glass and rubber particles) as aggregates in concrete. In: International Workshop on Sustainable Development And Concrete Technology. pp.45-54, 2004.
- [21] JACINTHO, Ana Elisabete P. G. A.; CAMPOS, Wenderson C.; PIMENTEL, Lia L. Concreto com adição de fibras de borracha: um estudo frente às resistências mecânicas. In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, 2010.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. NBR 7222, Rio de Janeiro, 2011.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. NBR 12142, Rio de Janeiro, 2010.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008
- [25] GRANZOTTO, I. Concreto com adições de borracha: uma alternativa ecologicamente viável. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Maringá, UEM, 2010.

Nonlinear analysis of the progressive collapse of reinforced concrete plane frames using a multilayered beam formulation

Análise não linear do colapso progressivo de pórticos planos de concreto armado utilizando elemento de viga com seção transversal discretizada em camadas

C. E. M. OLIVEIRA ^{a,b}
claudioernani@yahoo.com.br

E. A. P. BATELO ^a
everton.batelo@gmail.com

P. Z. BERKE ^b
pberke@ulb.ac.be

R. A. M. SILVEIRA ^a
ricardo@em.ufop.br

T. J. MASSART ^b
thmassar@ulb.ac.be

Abstract

This work investigates the response of two reinforced concrete (RC) plane frames after the loss of a column and their potential resistance for progressive collapse. Nonlinear dynamic analysis is performed using a multilayered Euler/Bernoulli beam element, including elasto-viscoplastic effects. The material nonlinearity is represented using one-dimensional constitutive laws in the material layers, while geometrical nonlinearities are incorporated within a corotational beam formulation. The frames were designed in accordance with the minimum requirements proposed by the reinforced concrete design/building codes of Europe (fib [1-2], Eurocode 2 [3]) and Brazil (NBR 6118 [4]). The load combinations considered for PC analysis follow the prescriptions of DoD [5]. The work verifies if the minimum requirements of the considered codes are sufficient for enforcing structural safety and robustness, and also points out the major differences in terms of progressive collapse potential of the corresponding designed structures.

Keywords: progressive collapse, reinforced concrete, nonlinear analysis, corotational formulation, layer discretization.

Resumo

Este trabalho investiga a resposta de dois pórticos planos de concreto armado à perda de uma coluna e sua capacidade de resistir ao colapso progressivo. A análise não linear dinâmica é realizada utilizando um elemento de viga baseado na teoria de Euler/Bernoulli com seção transversal discretizada em camadas. A não linearidade física é representada através de relações constitutivas unidimensionais, incluindo efeitos viscoplásticos. A não linearidade geométrica é incorporada através de uma formulação corrotacional. Os pórticos foram projetados de acordo com os requisitos mínimos das normas de projeto/construção de estruturas de concreto armado Europeias (fib [1-2], Eurocode 2 [3]) e Brasileiras (NBR 6118 [4]). As combinações de carregamento consideradas na análise de colapso progressivo estão de acordo com DoD [5]. O trabalho verifica se os requisitos mínimos das normas consideradas são suficientes para garantir a robustez e a segurança estrutural e aponta também as diferenças mais relevantes em termos da suscetibilidade dos pórticos ao colapso progressivo.

Palavras-chave: colapso progressivo, concreto armado, análise não linear, formulação corrotacional, discretização em camadas.

^a Department of Civil Engineering, Federal University of Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brazil;

^b Building, Architecture, and Town Planning Department, Université Libre de Bruxelles, Brussels, Belgium.

1. Introduction

Progressive collapse corresponds to a structural failure mechanism triggered by the irreversible damage of one or more key structural elements which forces a redistribution of the loads and internal forces in the structure (Li *et al.* [6]), resulting in changes in the loading of the transversal sections of the beams and columns. This may, in turn, initiate further propagation of structural damage by the progressive failure of the overstressed remaining structural elements.

Progressive collapse (PC) is usually described as a catastrophic dynamic behavior of civil engineering structures (Kim *et al.* [7]) that is influenced by both material (Tsai and Lin [8]; Kwasniewski [9]) and geometrical nonlinearities (Tan and Pham [10]). It leads to financial and, sometimes, human losses (Marjanishvili [11]). Many authors have investigated how to prevent progressive collapse by (1) identifying key elements of which failure may initiate PC, and (2) enhancing the overall structural robustness in order to enforce proper and adequate load redistribution to guarantee the stability of the remaining structure (Izzuddin [12]; Khandelwal and El-Tawil [13]).

Section '10.3 Estados limites últimos (ELU)' on NBR 6118 [4] specifically establishes that the safety of reinforced concrete structures must always be verified against: the limit states related to the depletion of the resistant capacity in the complete structure (and in its individual structural elements) considering, among others, the geometrically nonlinear effects; the limit states caused by dynamic solicitations and; the progressive collapse limit state.

NBR 6118 [4] also defines the appropriate flexural reinforcement for guarantying local structural ductility against progressive collapse. However, this definition is made only for flexural reinforcement of RC slabs, not beams or columns. Since no specific guidelines are given on how the verification against progressive collapse should be performed, our contribution consists in developing and applying a dedicated computational tool for the study of the structural response to extreme loading with a relatively low number of modeling assumptions. Our approach includes a dynamic description of the problem with a physically-based sectional degradation of the composite cross sections (*i.e.*, the reinforcement ratio and scheme are explicitly represented), rate-dependent material behavior of the constituents and catenary effects due to the developed geometrically nonlinear framework. Section 2 describes our contributions to the computational modeling of progressive collapse and to the numerical analysis of reinforced concrete structures.

In this work, the progressive collapse phenomenon is investigated by analyzing the structural response of two plane frames that represent a five story reinforced concrete (RC) building, designed in accordance with the European (Eurocode 2 [3]) and the Brazilian building codes (NBR 6118 [4]). Even though sharing the same architectural geometry, the obtained frames are different in terms of loads, element cross sections, reinforcement scheme, reinforcement ratio, and consequently, structural robustness, since these codes prescribe different requirements. The Eurocode-based design was carried out using the commercial software Diamonds (Buildsoft [14]) while the Brazilian design was performed on Cypecad (Cype [15]). More detailed information on these frames and their design process can be found in Section 3.

Section 4 presents the numerical tool and provides information on the multiscale approach (Iribarren *et al.* [16]) used to investigate the PC structural behavior in this work, the description of the corotational

beam formulation (Crisfield [17]; Battini [18]) and the material constitutive models. Section 5 is aimed at the presentation and the discussion of the results obtained in nonlinear dynamic analysis. Finally, conclusions and perspectives of this work are presented in Section 6.

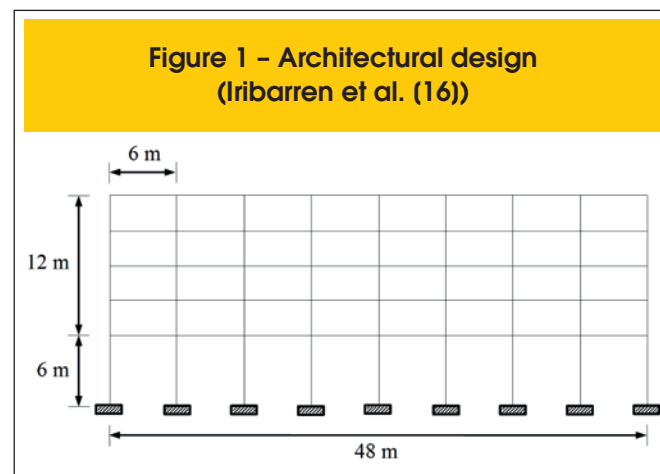
2. Main contributions

The prime numerical novelty of our approach is the introduction of catenary effects in a layered beam formulation for composite cross-sections using a corotational framework, which was not included in earlier modeling attempts (Iribarren *et al.* [16]). The extension of the numerical approach with additional complexity allows a better approximation of the physical phenomenon, since it reduces the number of modeling assumptions. This approach leads to a more realistic analysis due to the coupling of many different aspects of the structural behavior, from material properties to the interaction between the deformed geometry and the loads. The majority of works concerning the verification of progressive collapse usually considers structural designs based on European, North-American or Asian building codes. To the best knowledge of the authors, the type of progressive collapse verification performed here was not attempted before for a NBR-based building. The application of the resulting computational tool to the comparison between two structures designed following different building codes, European and Brazilian, but having identical architectural geometry is a second originality of the presented work.

3. Structural design

The plane frames consist of an 18 m high office building with five levels. The ground floor height is 6 m and the height of the other floors is 3 m each. The frame is 48 m long, equally divided in 6 m bays as shown in Figure 1. Since the presented work aims at investigating the influence of catenary effects, due to the large changes in the geometry, the removal of an interior column was considered. A similar procedure was adopted by Lew *et al.* [19], Yi *et al.*, [20].

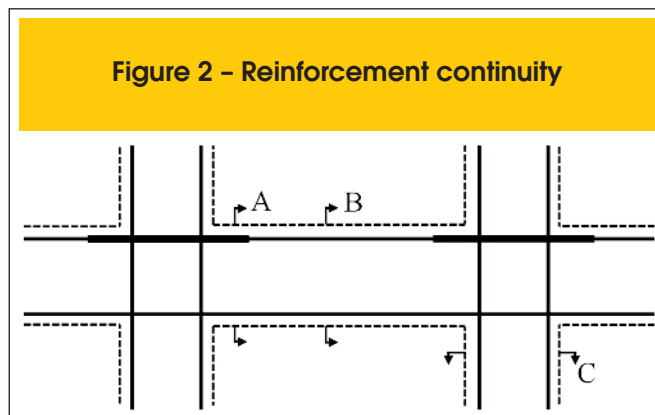
The Eurocode-based design was carried out using the commercial software Diamonds (Buildsoft [14]) and presented in Iribarren *et al.* [16], from where the parameters used in this work were directly taken. The material parameters and geometry of the structural elements



therefore assume European practical values. On the other hand, the Brazilian design was specifically performed for this work on Cypecad (Cype [15]), assuming the minimum specifications of NBR 6118 [4]. Thirty centimeters thick concrete slabs were used for the Eurocode-based frame, including a concrete cover layer of 10 cm. As discussed by Lee and Scalon [21], Eurocode 2 [3] does not define minimum thickness for concrete slabs. Instead, the thickness is obtained as a function of the final reinforcement ratio. The European design assumes minimum reinforcement ratio (Iribarren *et al.* [16]), therefore it is correct to assume that the thickness of 20 cm used in that work is also minimum. Slabs of 13 cm are used for the Brazilian design (without any cover layer). The lack of a cover layer in the Brazilian building is justified by the herein assumed methodology of obtaining a design based on minimum requirements. These slabs do not provide any resistance; however, they were adequately dimensioned and verified against maximum allowable displacements.

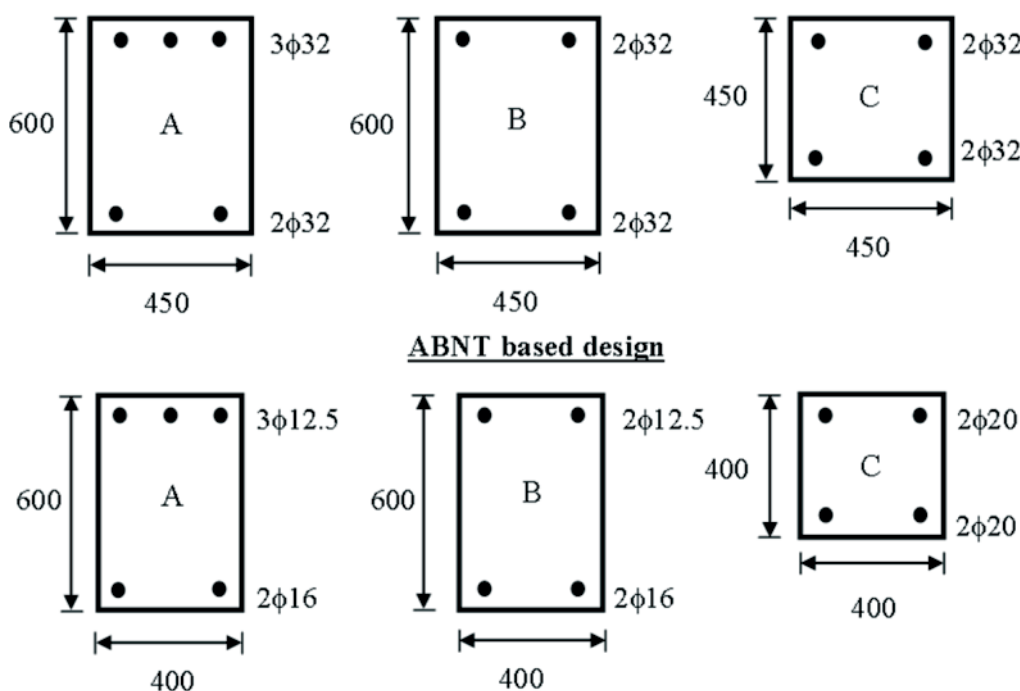
Live and dead loads are summarized in Table 1. The total load, shown in the same table, combines the total dead load value with 50% of the live loads, as recommended by DOD [5]. The self-weight load is translated into loads per unit length through the multiplication of the reinforced concrete weight density (24 kN/m³) by the volume of the structural element and subsequent division by its length. For self-weight of the slabs, the length is taken as the beam length:

- for the Eurocode-based frame:
(0.30m X 6m X 6m X 24kN/m³) /6m = 43.2kN/m
 - for the NBR-based frame:
(0.13m X 6m X 6m X 24kN/m³) /6m = 18.7kN/m
- The following assumptions were made during the design process:



- all floor beams are the same, since the same loads were considered at all floors;
- all columns are considered the same, *i.e.* although upper floor columns bear smaller loads, they have the same section and reinforcement scheme as ground columns;
- the height and the width of a structural element are constant along the length;
- assuming Aggressiveness Class II, the NBR-based design has a concrete rebar cover of 2.5 cm; a 5 cm concrete rebar cover is taken for the European design, as in Iribarren *et al.* [16];
- the bottom reinforcement is assumed continuous in both designs;
- the continuity of 2/3 of the top beam reinforcement (Figs. 2 and 3) is considered in both designs;

Figure 3 - Reinforcement schemes
(A, B and C correspond to the sections defined on Figure 2; all values in millimeters)



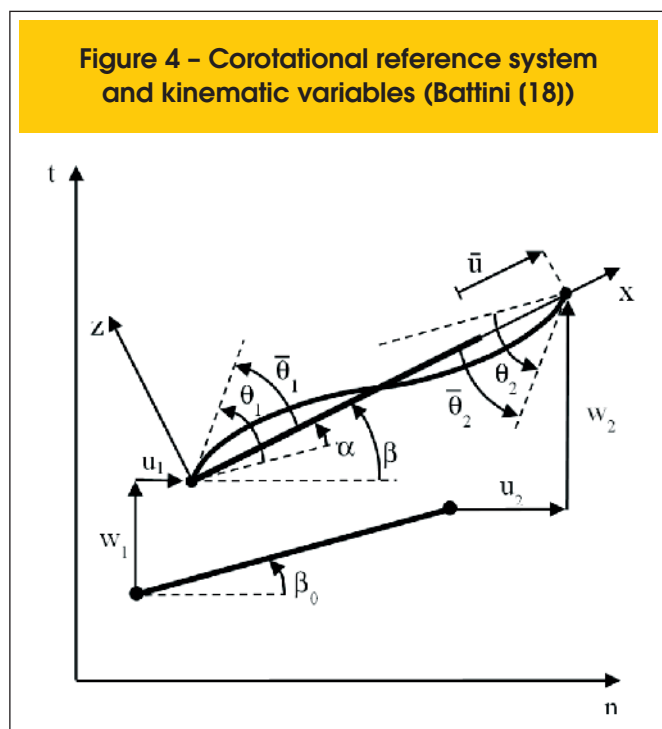
- Bond and anchorage were considered during the design process but are not included in the progressive collapse analysis;
 - Perfect bonding between concrete and steel is assumed;
 - stirrups are considered during design, but not represented in the PC analysis, *i.e.* the increase in the concrete strength and ultimate strain resulting from the confinement are not taken into account.
- Although the design of the Eurocode-based building is the same as the one presented by Iribarren *et al.* [16], the present analysis applies a further developed numerical formulation that includes nonlinear geometrical effects (catenary effects). Another difference resides in the fact that concrete strength under tension is not taken into account here, based on usual reinforced concrete practice. Besides, the influence of strain rate effects was not taken into account in Iribarren *et al.* [16] for the case middle column removal. These different features are described in the next section.

4. Geometrically nonlinear formulation with a multilayered beam approach

The main contribution of this work from a computational point of view is the incorporation of the multiscale computation of sectional stresses (Iribarren *et al.* [16]) into the geometrically nonlinear kinematics described by a corotational Bernoulli beam formulation. This section summarizes the main ingredients of the computational modeling tool. It presents the main aspects of the corotational formulation used for introducing geometrically nonlinear effects in the multiscale numerical formulation, as well as the adopted constitutive laws for the materials and the governing equations in structural dynamics.

4.1 Corotational beam kinematics

Geometrically nonlinear effects, such as catenary actions, are



effects that take place when changes in geometry have significant influence on the structural behavior (Bonet and Wood [22]). In the works by researchers as Battini *et al.* [23], Souza *et al.* [24], Lew *et al.* [19] and Yi *et al.* [20] the importance of considering these effects when analyzing steel/reinforced concrete/composite structures was clearly demonstrated. Tan and Pham [10] have also shown that catenary effects may play an important role on mitigating PC. In this work, the applied geometrically nonlinear beam kinematics represented by a corotational formulation allows for an investigation of possible catenary effects.

The corotational formulation, as presented in Crisfield [17] and Battini [18], is a reinterpretation of the deformation of a beam element or, in the most general case, a tridimensional body. This reinterpretation consists in using a local reference system attached to the beam element, different from the global, structural reference system (Fig. 4).

In this corotational approach, strains and stresses in a given element are computed in the (individual) local reference system attached to this structural element, which allows *decoupling the rigid body rotation from the actual deformation*. The relation between the displacements in the global structural reference system, $\{q_e\}^T = \{u_1, w_1, \theta_1, u_2, w_2, \theta_2\}$, and the ones in the local system of a structural element, $\{\bar{q}_e\}^T = \{\bar{u}, \bar{\theta}_1, \bar{\theta}_2\}$, is given by:

$$\begin{Bmatrix} \bar{u} \\ \bar{\theta}_1 \\ \bar{\theta}_2 \end{Bmatrix}^T = \begin{bmatrix} l_f - l_i \\ \theta_1 - \alpha \\ \theta_2 - \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} l_f - l_i \\ \theta_1 - (\beta - \beta_0) \\ \theta_2 - (\beta - \beta_0) \end{bmatrix} \quad (1)$$

where l_f , l_i and α denote the deformed length, the undeformed length and the rigid body rotation of the element, respectively, β represents the current angle between the element and the global reference system, and β_0 represents the original value of this angle in the undeformed configuration.

In this work, a linear shape function is used for interpolating the axial displacements in the local frame of the beam element, while a cubic interpolation is used for the transverse displacements:

$$u = \frac{x}{l_i} \bar{u}$$

$$w = x \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \bar{\theta}_1 + \frac{x^2}{l_i} \left(\frac{x}{l_i} - 1\right)^2 \bar{\theta}_2 \quad (2)$$

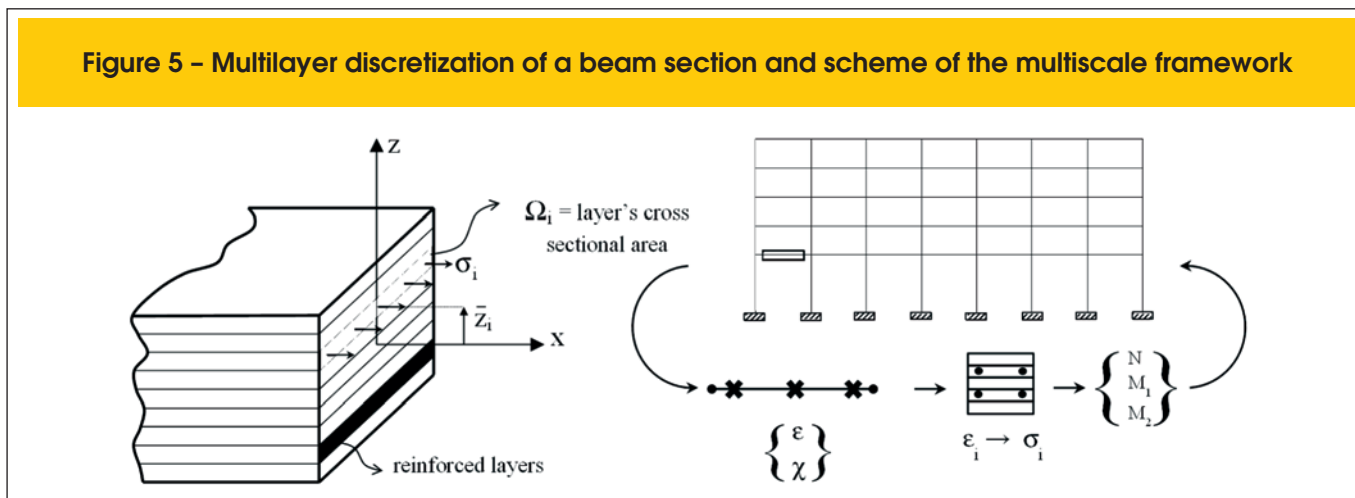
where \bar{u} , $\bar{\theta}_1$ and $\bar{\theta}_2$ are the axial elongation and the nodal rotations in the local corotational frame.

The average axial strain and beam curvature computed at an integration point of the beam finite element are therefore given by:

$$\bar{\epsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\bar{u}}{l_i}$$

$$\chi = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \left(-\frac{4}{l_i} + \frac{6}{l_i^2} x\right) \bar{\theta}_1 + \left(-\frac{2}{l_i} + \frac{6}{l_i^2} x\right) \bar{\theta}_2 \quad (3)$$

Figure 5 – Multilayer discretization of a beam section and scheme of the multiscale framework



4.2 Multilayer discretization of an Euler-Bernoulli beam

The formulation uses a layer discretization of the transversal section for determining stresses in the section of an Euler-Bernoulli beam finite element. Internal forces are obtained from the integration of sectional stresses over three Gauss points along the length of the element.

The discretization of the transversal sections, defined at the Gauss points along the length of the beam, consists of the portioning of the reinforced concrete (composite) section into longitudinal layers (Fig. 5). Note that, this produces a multilevel description that links the dynamic equilibrium on the structural level to the equilibrium of the generalized forces applied at the transversal sections.

The average axial strain and beam curvature computed at an integration point (Eq. 3) are used to obtain the total (axial) strain in each layer:

$$\epsilon_i = \bar{\epsilon} - \bar{z}_i \chi \tag{4}$$

where $\bar{\epsilon}$ is the beam axial strain and, for each layer i , \bar{z}_i is the position of layer center of mass with respect to the neutral axis of the section, χ is the beam curvature and ϵ_i is the total axial strain in a given layer. Note that Eq. (4) implies the assumption of perfect strain compatibility between the layers. This – among others – precludes the modeling of delamination between concrete and steel. Using (nonlinear) constitutive relationships for concrete and steel, it is therefore possible to determine the one-dimensional axial stresses acting in each layer, $\sigma_{i,conc.}$ and $\sigma_{i,steel}$. A mixture rule is then used for obtaining the total axial stress, as shown below:

$$\sigma_i = \frac{\Omega_i - \Omega_{i,steel}}{\Omega_i} \sigma_{i,conc.} + \frac{\Omega_{i,steel}}{\Omega_i} \sigma_{i,steel} \tag{5}$$

where σ_i is the one-dimensional total stress on layer i , Ω_i is the layer total cross-sectional area and $\Omega_{i,steel}$ is the fraction of the layer

cross-sectional area occupied by steel. Equation 5 is based on a perfect bonding assumption between concrete and steel within a given layer.

At each integration point (represented on Figure 5 by cross marks along the element), the section generalized stresses are obtained using:

$$\Sigma^{gen} = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum \sigma_i \Omega_i \\ -\sum \sigma_i \bar{y}_i \Omega_i \end{bmatrix} \tag{6}$$

These generalized stresses are used to obtain an *internal force vector*, $\{f_{int}^{local}\}^T = \{N \ M_1 \ M_2\}$, which is conjugated to the *displacement vector in the local frame* given in Eq. (1). The global (structural) internal force vector $\{f_{int}^{global}\}^T = \{f_1^n \ f_1^c \ f_2^n \ f_2^c\}$ can then be deduced from $\{f_{int}^{local}\}^T$ as shown in Crisfield [17] and Battini [18]. Detailed technical information on the derivation of these quantities and the stiffness matrix of the finite element can also be found in the latter works.

The main advantage of this approach is that it makes possible the physical representation of the reinforcement within the cross section and of a gradual sectional degradation effect, consequence of progressive layer failure.

4.3 Constitutive models for concrete and steel

The multilayered beam formulation presented uses one-dimensional constitutive laws for concrete and steel to determine the stresses in each material and, afterwards, in each layer. According to Eurocode 2 [3], class C30 concrete and S500 steel were used for the European structural design. As mentioned before, the design process of the Brazilian structure was aimed at producing a frame based on the minimum parameters of NBR 6118 [4], including the material properties as concrete strength and steel strength. C20 concrete is the lowest concrete class allowed by NBR 6118 [4] (except for reinforced concrete foundations, for which it is acceptable to use C15 concrete). For that reason concrete C20 was adopted for the Brazilian structure in association with CA50 steel bars. The constitutive model for these materials is described through a bilinear approximation of the stress-strain behavior, as presented in the following.

The model for the behavior of concrete was based on recommendations established by Eurocode 2 [3] and *fib* [1-2], as shown on Figure 6. The following assumptions are used to define this simplified model:

- although in some scenarios tensile stresses may play a non-negligible role in structural strength, any structural strength associated with tensile loading is not taken into account, *i.e.* concrete under tension is considered to be fully cracked and the corresponding tensile stresses are neglected;
- strains and stresses are linearly proportional on the ascending part of the curve, as recommended by Eurocode 2 [3], instead of the nonlinear curve proposed by *fib* [1-2]. Young's moduli were set as 32 GPa for C30 and 25 GPa for C20 concrete, respectively;
- for quasi-static loading conditions, the plastic regime is represented by a plateau at a stress of 37.9 MPa for C30 concrete and 20 MPa for C20 concrete;
- the ultimate strain under compression in both types of concrete is defined as 0.35%, after which any increase in the strain level will immediately decrease the stress to zero and keeps it at this level in the subsequent loading steps. In this work, this assumption associated with the multilayer discretization allows the investigation of material degradation due to compressive concrete failure (crushing).

According to Eurocode 2 [3] and NBR 6118 [4], the bilinear curve on Figure 7 represents the relationship between stress and strain for steel under quasi-static loading conditions. The following additional information can also be related to the constitutive behavior of S500 steel and CA50 steel:

- the steel behavior in tension is similar in both compression and tension;
- buckling of compressed steel bars is not considered;
- the elastic modulus, yield stress and ultimate strain are equal to 200 GPa, 500 MPa and 4%, respectively;
- just as it was assumed for concrete, stresses in the layers vanish as the strain reaches values larger than 4%, representing steel fracture;
- the ratio between ultimate stress and yield stress is equal to 1.06 (Iribarren *et al.* [16]).

In order to account for the strength enhancement provided by the strain rate dependence of both steel and concrete material behavior (Bischoff and Perry [25]; Malvar and Crawford [26]), the constitutive models defined above are extended by a strain rate dependent material behavior. The elastic modulus of concrete is therefore made dependent on the strain rate, see Iribarren *et al.* [16]) for more details. Moreover, to include the strain rate effects in the irreversible behavior of concrete and steel, a Perzyna type viscoplastic model is used (Heeres *et al.* [27]), introducing viscous terms in the constitutive laws. The viscoplastic strain rate, as used in Iribarren *et al.* [16]), is a function of the overstress value f and is given as follows:

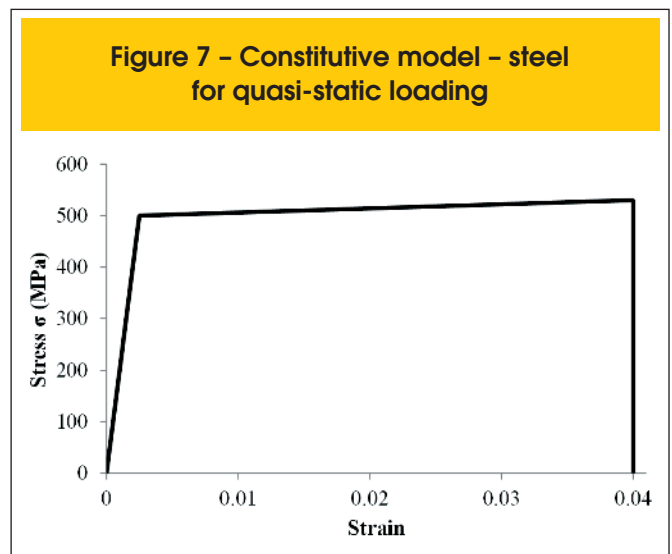
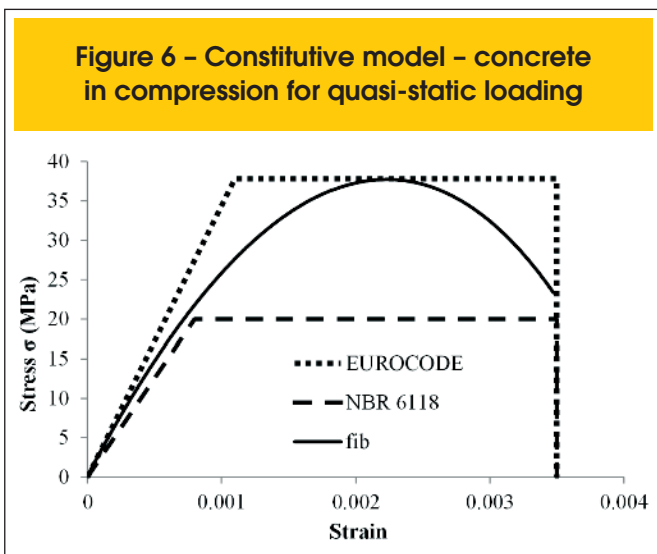
$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \frac{f}{\bar{\sigma}_0} \right\rangle^N \frac{df}{d\sigma} \quad (7)$$

where $\langle \rangle$ are called MacAulay brackets, $\dot{\epsilon}^{vp}$ is the viscoplastic strain rate, η is the initial yield stress; η and N are viscosity parameters. The parameter $\bar{\sigma}_0$ depends on the strain rate and $= 1$, as assumed by Iribarren *et al.* [16] in order to obtain a good agreement with the experimental results of Malv ar and Crawford [26]. The overstress function (f) is given by $(\sigma - \sigma_y)$, where σ is the one-dimensional stress and σ_y is the current yield stress.

4.4 Governing equations in dynamics

Since progressive collapse is a dynamic phenomenon, the structural equilibrium is described in a dynamic framework in the numerical model. Equilibrium in dynamics is represented by the following equation:

$$\{f_{int}(\{q\}, \{\dot{q}\})\} + [M]\{\ddot{q}\} = \{f_{ext}\} \quad (8)$$



on which an implicit Newmark integration scheme is applied and where $\{f_{int}\}$ represents the internal force vector, dependent on the displacements $\{q\}$ and the displacements rates $\{\dot{q}\}$. The mass matrix is represented by $[M]$, $\{q\}$ is the vector of nodal accelerations and $\{f_{ext}\}$, the external force vector. Note that no numerical/artificial damping is introduced in the system of equations.

Since the internal forces are strain rate dependent, their variation with respect to the displacements, *i.e.* the structural tangent operator, is also dependent on those rates and therefore introduces a

viscous damping term:

$$[K_T] = \left. \frac{\partial \{f_{int}(\{q\}, \{\dot{q}\})\}}{\partial \{q\}} \right|_{\{\dot{q}\}=cte.} + \left. \frac{\partial \{f_{int}(\{q\}, \{\dot{q}\})\}}{\partial \{\dot{q}\}} \right|_{\{q\}=cte.} \frac{\partial \{\dot{q}\}}{\partial \{q\}} \quad (9)$$

In the previous equation, the second term on the right side introduces damping at the structural level due to the strain rate dependent

Figure 8 - Deformed configuration
(displacements multiplied by 10, dashed lines relate to Figure 10)

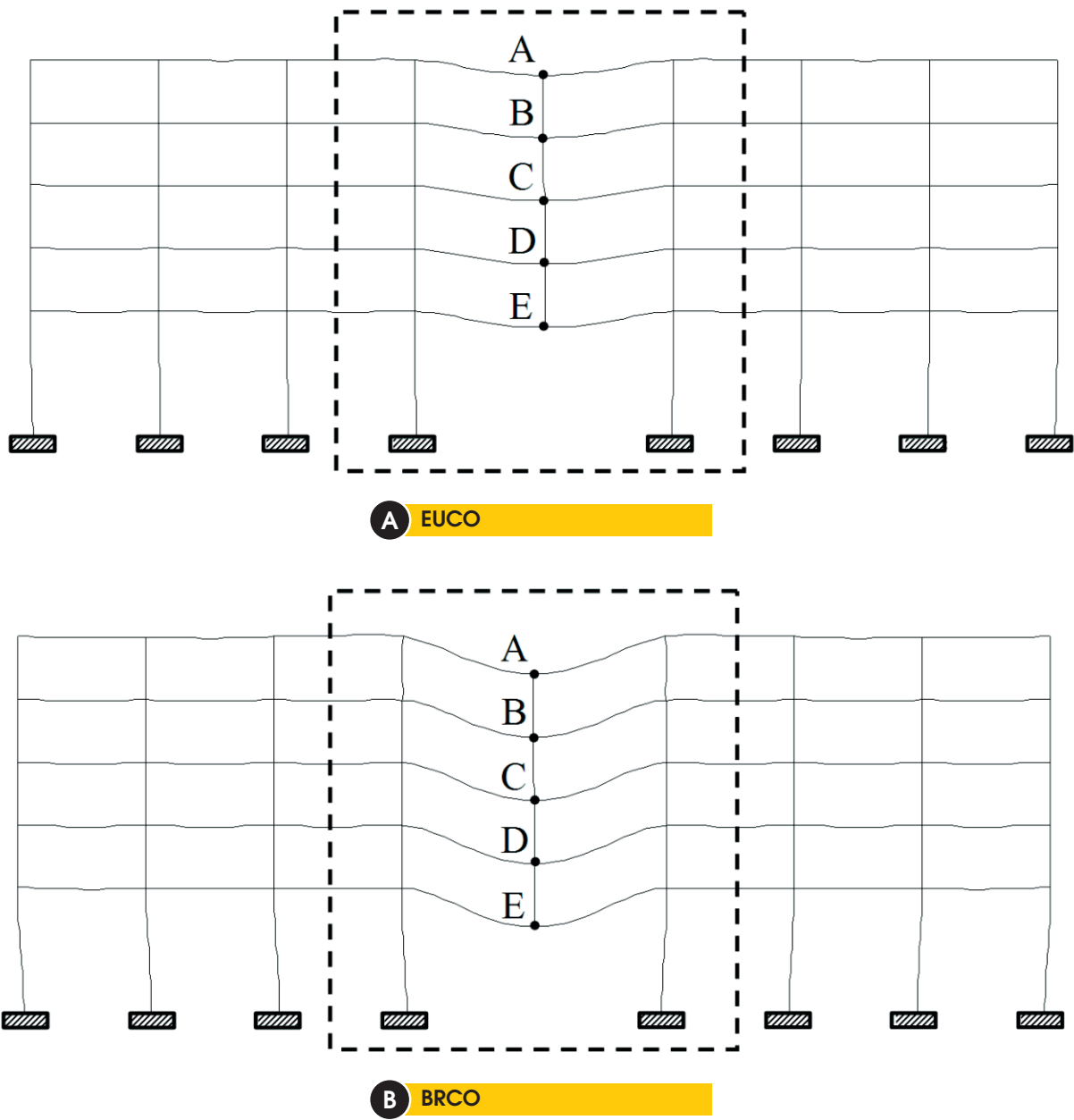
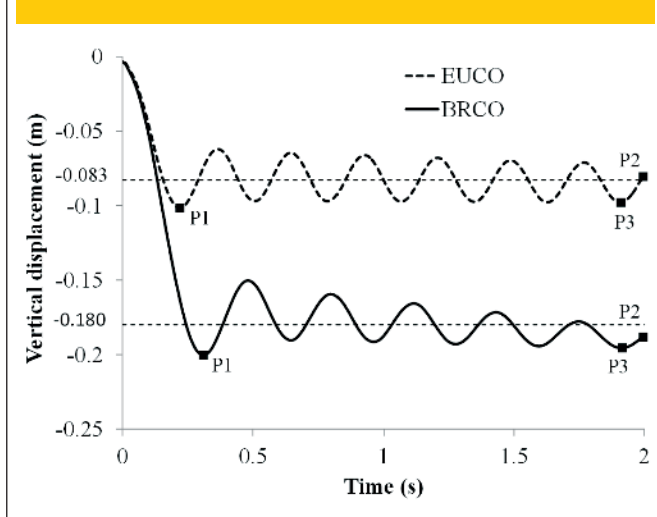


Figure 9 – Vertical displacement of point E, as a function of time



(viscoplastic) stress-strain relationships assumed for the materials. It should be noted that the mass matrix of the beam elements was here calculated considering the undeformed shape of the structure and kept constant along the entire analysis in this work. Updating the mass matrix as a function of the displacements of the structure is part of future work and can be based on Le *et al.* [28]).

The computational formulation presented in this section was carefully validated using results from the literature for steel beams and frames (Crisfield [17], Battini [18]) and also for reinforced concrete frames (Lew *et al.* [19]; Yi *et al.* [20]), which consisted on a correlation to experimental results.

5. Nonlinear dynamics simulation results

Each plane frame has the same 2D discretization, constituted from approximately 900 beam elements. Forty layers are used for the discretization of the columns cross sections and sixty layers for the

beams. The structure self-weight and service loads are applied in a large period of time, defined as 1000 s, in order to prevent the influence of dynamic effects in the initial loading phase, which is ideally quasi-static. The column removal is modeled as the decrease of the reaction forces applied at point E, equivalent to the presence of the 5th ground column (Fig. 8). This is done in a short period of time (0.01 s), subsequently to the initial loading process. The response of the structure is analyzed for a period of two seconds after column removal, as in Iribarren *et al.* [16]. The removal time corresponds to 0.5% of the response time, which classifies the loading as *impulsive* (Smith and Hetherington [29]).

The removal of a column results in the inversion of the bending moments applied on the beams which must resist these changes. Results show that the reinforcements did not fail. Consequently the structures did not collapse with the middle column removal, *i.e. both structures were able to overcome the loss of the column and did not initiate the progressive collapse mechanism, according to the simulation.* The deformed configuration of the EUCO (Eurocode-based frame) and BRCO (NBR-based frame) is shown in Figure 8. It is clearly noticeable that the displacements in BRCO are larger (Figs. 8 and 9). In fact, BRCO's vertical displacements on the reference points A-E are approximately 2 times larger than the ones of EUCO (Tab. 2). The displacement values shown on Table 2 also imply that the columns located between points A and E (Fig. 8) undergo rigid body motion.

Within the time interval defined by points P1 and P2 in Figure 9, the mean value of the displacement of point E (Fig. 8) is of approximately 8 cm and 18 cm for EUCO and BRCO analysis, respectively. Table 2 displays the vertical displacements of the reference point E for both structures. As the structures have different frequency of the displacement oscillation, the values shown on Table 2 were taken as the largest immediate displacements before the analysis completion, identified on Figure 9 by point P3.

The frequency of the displacement oscillation is slightly higher for EUCO frame. There are two explanations for the larger displacements of the Brazilian frame: 1) BRCO's structural elements have smaller sections and less reinforcement and 2) the material behavior adopted for concrete in the two simulations is different as well (Fig. 6).

The state of individual structural members at any time is available from the numerical computing. In Figure 10, the symbol (■) was used to represent sections in which steel has reached yielding and (∇) represents those in which concrete was crushed in less than 30% of the layers. It can be seen that, for both frames, the effects

Table 1 – Recommended beam loads

EUROCODE – based design			
Loads (kN/m)	Dead	Live	Total
Floor beams	43.2	18.0	52.2
Roof beams	43.2	6.0	46.2
NBR – based design			
Loads (kN/m)	Dead	Live	Total
Floor beams	18.7	12.0	24.7
Roof beams	18.7	6.0	21.7

Table 2 – Vertical displacements (cm) at reference points, at times denoted by point P3 on Figure 9

Reference point	EUCO (V1)	BRCO (V2)	V2 / V1
A	-9.61	-19.2	2.00
B	-9.65	-19.3	2.00
C	-9.71	-19.4	2.00
D	-9.76	-19.5	2.00
E	-9.79	-19.6	2.00

of the middle column removal can barely be identified on other beams and columns than the ones above the point E. However, BRCO presents a larger number of plastified sections (158 sections from BRCO against 94 sections from EUCO, Fig. 10). Differently from EUCO, BRCO also displays sections on which concrete was crushed.

According to the *Allowable Collapse Region* criterion (DoD [5]), only the bays immediately adjacent to the removed element must be affected. This indicates that only bays 4 and 5 could be affected in terms of collapse. Figure 10 shows that there was no collapse and that plastification of the steel rebars only occurs in bays 4 and 5. Therefore, the *Allowable Collapse Region* criterion was fulfilled.

6. Discussion

Both frames were designed in accordance to current building codes and consider the presence of stirrups. In this work however, stirrups are not incorporated during the PC analyses which means that their positive influence in preventing concrete cracking, if any, is neglected. The presence of stirrups could be included in the numerical model by changing the constitutive behavior of concrete, *i.e.* modifying the maximum compressive stress and the ultimate strain in order to account for the confinement of the material.

Designing the frames in accordance with two different codes, Eurocode 2 [3] and NBR 6118 [4], also resulted in using different constitutive behaviors for concrete. As seen in Figure 7, BRCO considers lower compressive strength of concrete. Using concrete with higher compressive strength for the BRCO frame may however not systematically lead to an increase in the overall robustness of the structure. This would also result in different cross sections for the

structural elements and different reinforcement schemes during the structural design step. Therefore a new set of PC simulations should be conducted to assess the influence of such a variation.

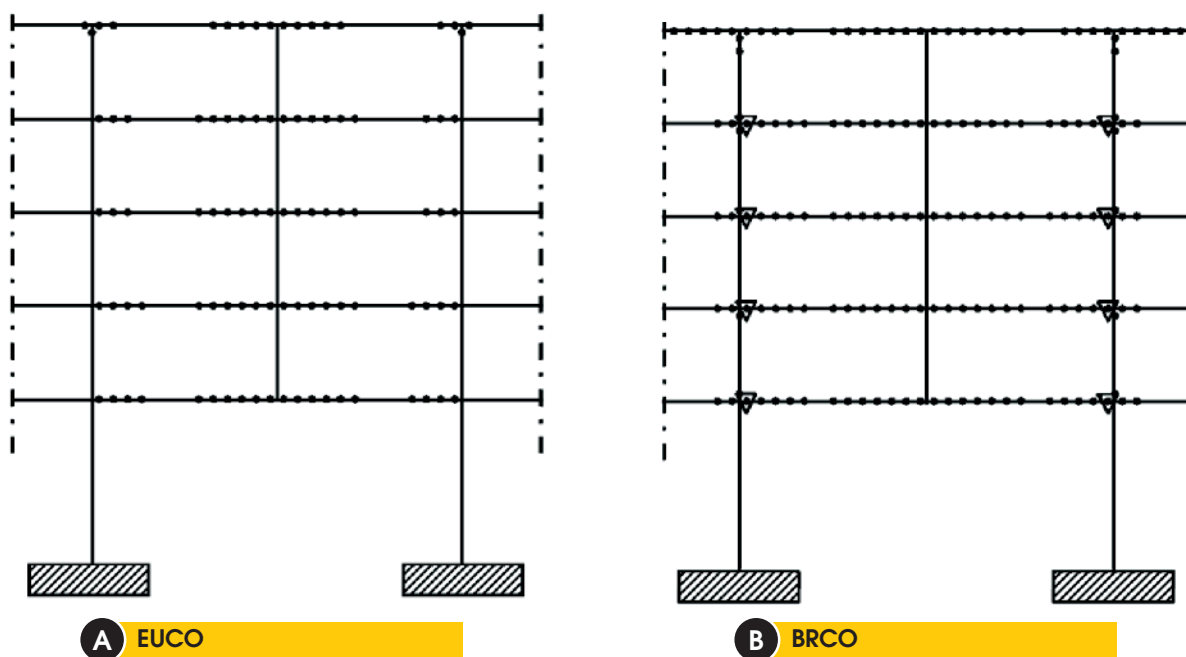
Given the multiscale approach of the PC problem discussed here, it was necessary to define an optimum number of layers for discretizing the members cross sections, *i.e.* not too many layers that would make the analysis unaffordable in terms of computational time or too few that would introduce significant errors in the results obtained. A preliminary step to establish the minimum number of layers to be used for the element cross sections is suggested for every new design.

The oscillation of the point above the removed column is of high importance, since it implies repeated cyclic variations of the structural stress level. This scenario may accelerate the process of concrete crushing and introduce material damage.

Both designs were able to resist PC, and the plastic strain distribution was localized in the two bays above the removed column. This type of localized damage is of restricted extent which may decrease the number of losses and result in easier repair of the remaining structure. Nevertheless, it is important to stress that the plasticity distribution and structural damage may be strongly dependant on the position of the removed column (Iribarren *et al.* [16]), and a more wide-spread damage may be expected in other scenarios.

Additional analyses using a geometrically linear formulation showed a response similar to the one described earlier. This implies that the positive influence of (geometrically nonlinear) catenary effects in mitigating PC could not be triggered in the considered simulations due to the relatively small displacements in the structure. However, this point should be further investigated in future works in 3D simulations and also in the analyses of different

Figure 10 - Plasticity distribution on the undeformed configuration, at the end of the analysis (2s after middle column removal; for the sake of good visibility, only the affected areas were represented)



RC frames.

As buildings are spatial structures, analyzing PC via a bidimensional formulation inevitably carries limitations. At a higher computational cost, a tridimensional approach would allow the inclusion of shear and torsional effects and would also permit the modeling of failure along the three axes, allowing a more complete understanding of the phenomenon.

For this work, the complete multiscale PC analysis of one structure took approximately 8 hours on an Intel i5 3.0 GHz personal computer, using a single CPU core for the computation. The computational performance could be significantly enhanced using a parallel computation scheme, which is part of future work.

Energy conservation problems associated to the use of the corotational formulation in the solution of nonlinear dynamic problems were reported by Crisfield and Shi [30] and Salomom *et al.* [31]. This inconvenience is shown to be related to the adopted time step and tends to be more severe the latter gets larger. In this work, however, time steps were in the order of 0.01s and the occurrence of such problems was not verified.

7. Concluding remarks

This work presented the computational analysis of two reinforced concrete plane frames designed in accordance with the minimum requirements of two different building codes, from Europe and from Brazil. The problem is approached taking into account dynamic effects, as well as material and geometrical nonlinearities. A multilayered Bernoulli beam element using corotational kinematics was developed for this purpose. The details and assumptions made during the design process were provided, as well as a summary of the applied numerical formulation and the material constitutive behavior.

None of the structures triggered the progressive collapse mechanism after the removal of a middle column, which implies that the minimum requirements of both codes are successful in providing structural robustness for the particular scenarios studied here. Larger displacements were observed for the Brazilian frame as a result of weaker design constraints. For both frames, the structural damage happened to be localized only on the floors immediately above the removed middle column.

Future research includes the updating of the structure mass matrix as a function of structural deformation, the association of plasticity and damage (elastic stiffness degradation) in the representation of the constitutive material behavior, and the use of a formulation including shear effects. The ultimate goal is the extension of the formulation to three dimensional structures which will require a parallel implementation of the code and would allow for the inclusion of the resistance introduced by the concrete slabs and also by the out-of-plane beams.

8. Acknowledgments

The authors would like to thank CAPES, CNPq, FAPEMIG, Fundação Gorceix and PROPEC for the financial support. The third author was sponsored by the Fonds de la Recherche Scientifique F.R.S. - FNRS of Belgium (post-doctoral research grant 'Chargé de Recherches' N^o. 1.2.093.10.F). The authors also acknowledge the support of F.R.S. - FNRS Belgium (grant N^o. 1.5.032.09.F) for the

intensive computational facilities used for this work.

9. References

- [01] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (fib), Constitutive modelling of high strength/high performance concrete, State-of-art report, fib Bulletin 42, 2008a.
- [02] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (fib), Practitioners' guide to finite element modelling of reinforced concrete structures. State-of-art report, fib Bulletin 45, 2008b.
- [03] EUROCODE 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, December, 2004.
- [04] NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento, ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.
- [05] DEPARTMENT OF DEFENSE (DOD), Unified Facilities Criteria (UFC): Design of buildings to resist progressive collapse, UFC 4-023-03, Washington DC, 2009.
- [06] LI, Y., LU, X., GUAN, H., YE, L., An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures, *Engineering Structures*, Vol. 33, 2931–2942, 2011.
- [07] KIM, H.-S., KIM, J., AN, D.-W., Development of integrated system for progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects, *Advances in Engineering Softwares*, Vol. 40, 1–8, 2009.
- [08] TSAI, M.-H., LIN, B.-H., Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure, *Engineering Structures*, Vol. 30, 3619–28, 2008.
- [09] KWASNIEWSKI, L., Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistore building, *Engineering Structures*, Vol. 32, 1223–35, 2010.
- [10] TAN, K. H., PHAM, X. D., Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures. *Proceedings of the Design and Analysis of Protective Structures*, Singapore, 2010.
- [11] MARJANISHVILI, S. M., Progressive analysis procedure for progressive collapse, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 18(2), 79–85, 2004.
- [12] IZZUDDIN, B. A., Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures, *Stahlbau*, Vol. 79, 556–564, 2010.
- [13] KHANDELWAL K., EL-TAWIL S., Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis, *Engineering Structures*, Vol. 33, 2653–2661, 2011.
- [14] BUILDSOFT NV, Diamonds 2010 r.01, <http://www.buildsoft.eu> (Last access: 07/02/2014).
- [15] CYPE, Cypecad 2011, <http://www.cype.pt> (Last access: 07/02/2014).
- [16] IRIBARREN, B. S., BERKE, P., BOUILLARD, PH., VAN-TOMME, J., MASSART, T. J., Investigation of the influence of design and material parameters in the progressive collapse analysis of RC structures, *Engineering Structures*, Vol. 33, 2805–2820, 2011.
- [17] CRISFIELD, M. A., *Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, Vol. I. John Wiley & Sons, 1997.
- [18] BATTINI, J.-M., Corotational beam elements in instability problems, Ph.D Thesis, Royal Institute of Technology, De-

- partment of Mechanics, Stockholm, Sweden, 2002.
- [19] LEW, H. S., BAO, Y., SADEK, F., MAIN, J. A., PUJOL, S., & SOZEN, M. A., An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario, NIST Technical Note 1720, U.S. Department of Commerce, 2011.
- [20] YI, W.J., HE, Q.F., XIAO, Y., AND KUNNATH, S. K., Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures, *ACI Structural Journal*, Vol. 105:4, 433-440, 2008.
- [21] LEE, Y. H., SCANLON, A., Comparison of One- and Two-Way Slab Minimum Thickness Provisions in Building Codes and Standards, *ACI Structural Journal* Vol. 107:2, 157-163, 2010-3.
- [22] BONET, J. WOOD, R. D., *Nonlinear continuum mechanics for finite element analysis*, Cambridge University Press, 1997.
- [23] BATTINI, J.-M., NGUYEN, Q.-H., HJIAJ, M., Non-linear finite element analysis of composite beams with interlayer slips, *Computer and Structures*, Vol. 87, 904-912, 2009.
- [24] SOUSA JR., J. B. M., OLIVEIRA, C. E. M., SILVA A. R., Displacement-based nonlinear finite element analysis of composite beam columns with partial interaction, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, 772 -779, 2010.
- [25] BISCHOFF, P. H, PERRY, S. H., Compressive behavior of concrete at high strain rates, *Materials and Structures*, Vol. 24, 425-50, 1991.
- [26] MALVAR, L. J, CRAWFORD, J. E., Dynamic increase factors for concrete, 28th DDESB seminar, Orlando, FL, USA, 1998.
- [27] HEERES O. M., SUIKER A. S. J., DE BORST R., A comparison between the Perzyna viscoplastic model and the consistency viscoplastic model, *European Journal of Mechanics A/ Solids*, Vol. 21, 1-12, 2002.
- [28] LE, T.-N., BATTINI, J.-M., HJIAJ, M., Efficient formulation for dynamics of corotational 2D beams, *Computational Mechanics*, Vol. 48, 153-161, 2011.
- [29] SMITH P. D., HETHERINGTON J. G., *Blast and ballistic loading of structures*, Butterworth Heinemann, London, 1994.
- [30] CRISFIELD, M. A., SHI, J., An energy conserving co-rotational procedure for non-linear dynamics with finite elements, *Nonlinear Dynamics*, Vol.9, 37-52, 1996.
- [31] SALOMON, J., WEISS, A. A., WOHLMUTH, B. I., Energy-conserving algorithms for a corotational formulation, *SIAM Journal on Numerical Analysis*, Vol. 46, 1842-1866, 2008.

Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. Part 2: APULOT

Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto. Parte 2: APULOT



B. V. SILVA^a
dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA^b
mbarbosa@dec.feis.unesp.br

L. C. P. SILVA FILHO^a
lcarlos66@gmail.com

M. S. LORRAIN^c
michel.lorrain@insa-toulouse.fr

Abstract

The scope of this research investigates the feasibility to use steel-concrete bond tests for estimating the compressive strength of concrete to supplementary use it in the quality control of reinforced concrete. Lorrain and Barbosa (2008)[1] and Lorrain et al. (2011)[2] justify the use of a modified bond test, called APULOT, to estimate the compressive strength of concrete, thereby increasing the possibilities for the technological control of reinforced concrete at construction sites. They propose an adaptation of the traditional pull-out test (POT) method, standardized by CEB/FIP RC6:1983[3], as this is a low complexity test with the advantage of reduced costs. The use of the APULOT test as a technological control test of concrete at construction sites requires determining a standard and also adapting it from the experimental laboratory practice to the field. The first part of this work evaluated the potential to perform compressive strength estimates from the bond strength data obtained by the POT test. The second part of this paper will present and discuss the test results achieved by the APULOT method. Two concrete compositions of different classes (25 MPa and 45 MPa) were tested at 3, 7 and 28 days. Ribbed bar specimens (nominal diameters of 8, 10 and 12.5 mm) were also used in the preparation stage of the specimens, totaling 144 APULOT tests. The results show that under standard test conditions, the correlation between the maximum bond strength and the compressive strength of concrete is satisfactory at all ages tested, corroborating the objective of consolidating this test as a complementary alternative for controlling the quality of reinforced concrete.

Keywords: bond steel-concrete; pull-out; APULOT; compressive strength of concrete.

Resumo

EA presente pesquisa se propõe a estudar a viabilidade do uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto, com o objetivo de empregá-los como um complemento no controle de qualidade do concreto armado. Lorrain e Barbosa (2008) [1] e Lorrain et al. (2011)[2] justificam a utilização de um ensaio de aderência modificado, denominado APULOT, para estimar a resistência à compressão do concreto, incrementando as possibilidades de controle tecnológico do concreto armado em canteiros de obras. Os mesmos propõem uma adaptação do método pull-out test (POT) tradicional, normalizado pela CEB/FIP RC6:1983[3], por ser este um ensaio de baixa complexidade e de custo reduzido. Para viabilizar o uso do ensaio APULOT como ensaio de controle tecnológico do concreto em canteiro de obras é necessário definir um padrão para o mesmo e adaptá-lo da prática experimental do laboratório para o campo. A primeira parte deste trabalho buscou avaliar a potencialidade de efetuar estimativas da resistência à compressão a partir dos dados da tensão de aderência obtidos com uso do POT. Na segunda parte deste trabalho serão apresentados e discutidos resultados de ensaios realizados com o método APULOT. Foram ensaiadas 2 composições de concreto de classes distintas (25 MPa e 45 MPa), aos 3, 7 e 28 dias. Foram, ainda, usadas na confecção dos corpos de prova barras nervuradas com diâmetros nominais de 8, 10 e 12,5 mm, totalizando 144 ensaios do tipo APULOT. Os resultados obtidos mostram que, sob condições padronizadas de ensaio, a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, em todas as idades ensaiadas, fortalecendo o propósito de consolidar este ensaio como uma alternativa complementar para controle de qualidade do concreto armado.

Palavras-chave: aderência aço-concreto; pull-out; APULOT; resistência à compressão do concreto.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

^c Institut National des Sciences Appliquées, Département de Génie Civil, Toulouse, França.

1. Introduction

This study was conducted at UNESP/SP and is inserted in the APULOT research group composed of researchers from France, Brazil and other countries, which has been working on the improvement of a new test method based on the steel-concrete bond test: the pull-out test (POT), originally proposed as a recommendation from CEB/FIP RC6:1983[3], which is characterized by its simplicity and low cost. In continuity to Part 1 of this article presented in Vale Silva et. al (2013)[4], which addressed standardized POT tests and its perspectives in determining the compressive strength of concrete, the objective of this second part is to analyze the results of another series of tests performed by the authors, which addressed the proposal of the APULOT method, however using PET bottle molds as sample specimens, thus demonstrating that the tests can be performed in a simple manner, not entailing major technological devices. The same concrete compositions, test ages and types of reinforcement bars presented in part 1 of this article [4] were used, however the anchorage length calculation was based on the new premise developed by Lorrain and Barbosa (2008) [1].

2. Considerations of the APULOT methodology

The essential characteristic of the APULOT method (Appropriate Pull-Out Test) is the possibility to use it at construction sites in a suitable pull-out type steel-concrete bond test in order to estimate the compressive strength of concrete, thereby obtaining a

complement for the technological control of concrete from a bond test. There are numerous bond test configurations found in the literature, as illustrated in Figure 1: (a) Direct "pull-out test" (POT), (b) Eccentric pull-out test, (c) Direct "push-in test" (PIT), (d) Modified pull-out test to minimize the effects of compression, (e) Direct Tensile test, (f) Direct Tensile Test with 3 bars, (g) Extreme Beam End Test, (h) Bending tests in modified beam (beam best), (i) Bending beam test to study anchoring effects, coatings and transfer reinforcement.

According to ACI 408R:2003[6] the test that best reproduces the behavior of steel-concrete bond is the bending test in modified beams (*beam-test*) (Figure 1(h)). But the most used, due to its simplicity, is the direct pull-out test [3] (Figure 1(a)). Although the pull-out test did not reproduce the bending effects on the steel-concrete bond, resulting in restrictions when the effective bond strength of structural components must be determined, it is interesting for the technological control of concrete, because the pull-out is effective for comparing concretes with different strengths in relation to the bond strength of steel-concrete. Lorrain and Barbosa (2008)[1], aware of this important pull-out feature and to demonstrate that the bond tests could be performed in a simple manner at the construction site, proposed the new APULOT method, using discarded PET bottles as mold specimens and a leaking hydraulic jack piston for the pull-out tests, thus demonstrating this is an easy to implement method and with the advantage of low costs.

The various research details of the APULOT tests are under investigation by the research group designated as the APULOT Group, consisting of various research centers of Excellence¹. The group believes that by implementing this type of bond test, complementary or as an

Figure 1 - Schematic drawings of some steel-concrete bond tests found in the literature (ALVAREZ, 1998)(5)

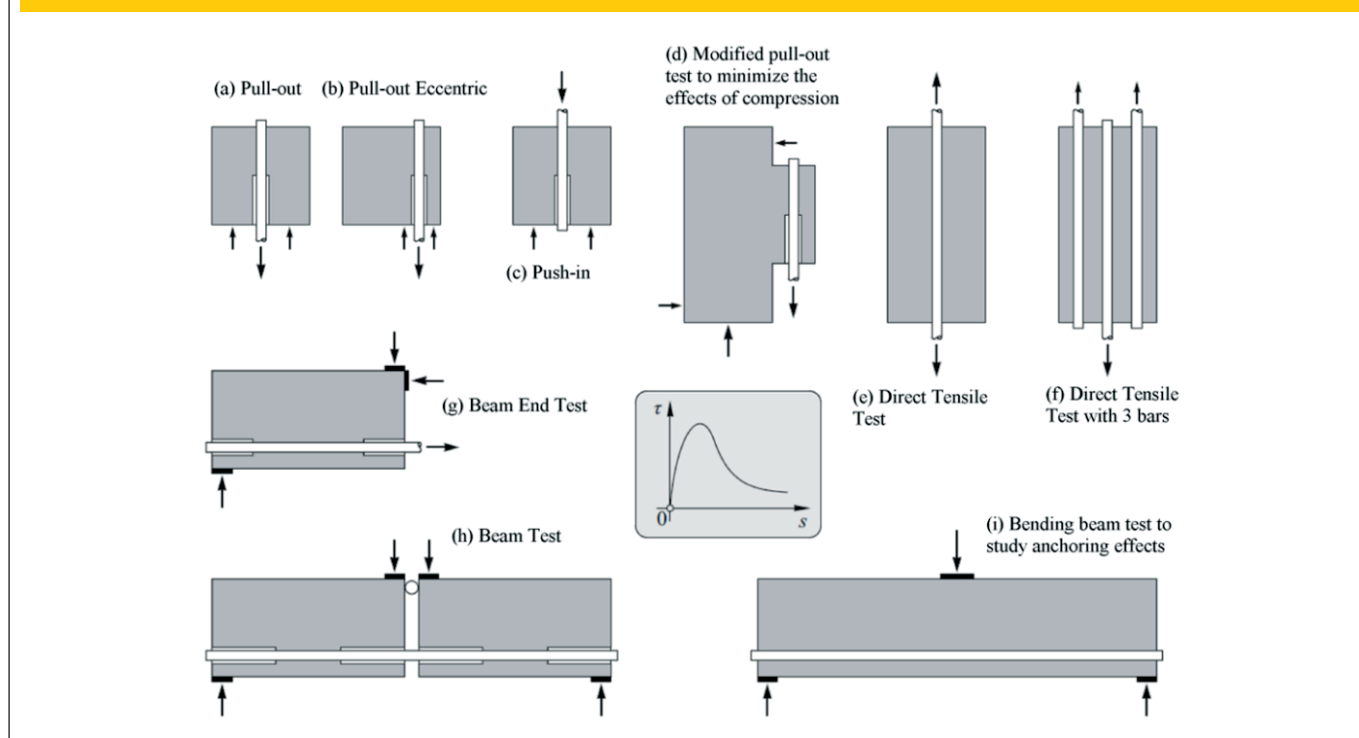
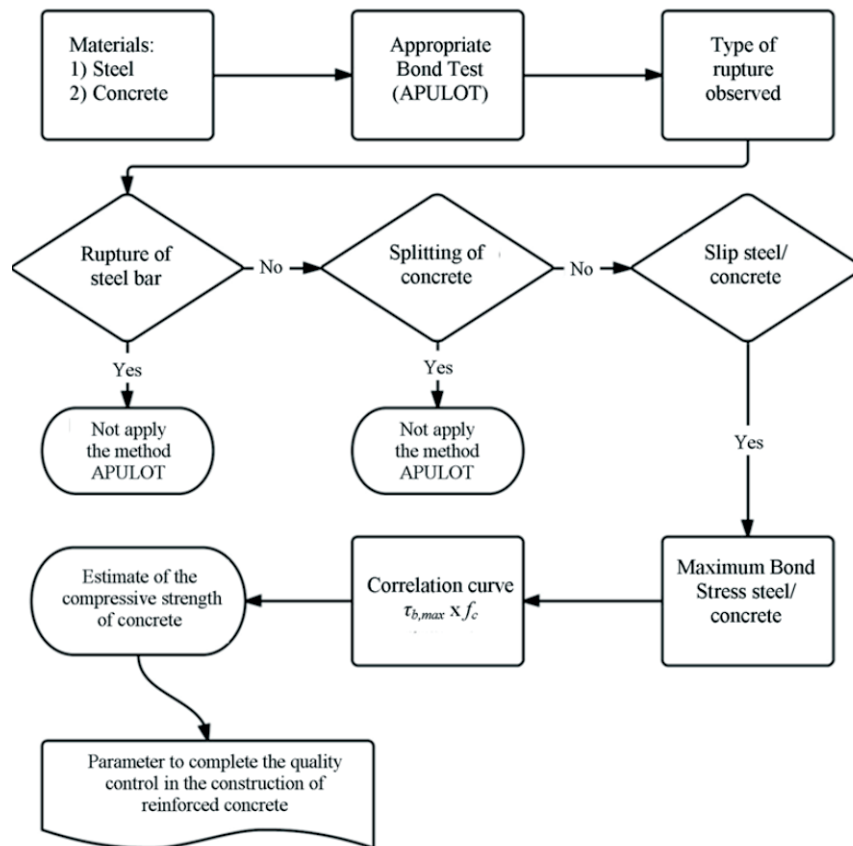


Figure 2 – Simplified flowchart of the APULOT methodology



alternative to compression tests traditionally used in civil construction, it could lead to significant improvements in the quality control of construction works, enabling to perform the quality control of concrete at shorter ages, quickly and safely at the construction site itself. Within this objective, there are studies that seek to determine the influence of several variables on the response of bond tests in order to consolidate a test method, for example: evaluation of the influence of surface corrosion on bond [7]; analysis of the procedure to remove the bar from the concrete (pull-out or push-in) [8]; comparison between different geometrical configurations of steel bars on the test response [9], [10]; evaluation of the effect of changes in the concrete cover around the steel bar [11], [12]; analysis of the bond test results using artificial neural networks [13]; evaluation of the mechanical strength influence of the concrete on the bond tests [14], [15]; evaluation of the molds geometry influence on the bond test [16]; Among the studies, besides the experimental activities, there are also numerical simulations [17], [18], which propose to parameterize simpler ways to implement the test at construction sites; and finally the Research Group LEME/UFRGS has been testing the push-in instead of the pull-out system and the parameters for the standardization of the method at construction sites.

It is important that for a satisfactory bond test response, the steel bar slip relative to the concrete must occur, excluding from the correlation curve the results where the steel bar rupture or concrete splitting

occurs. Figure 2 illustrates a flowchart for the proper application of the APULOT methodology.

3. Experimental development

The characteristics of the materials used in the experimental program and the procedures employed in the bond tests were presented in part 1 [3] of this article. The procedures of the APULOT method

Figure 3 – Dimensions of the specimen for the APULOT test with anchorage length of 10Ø (19)

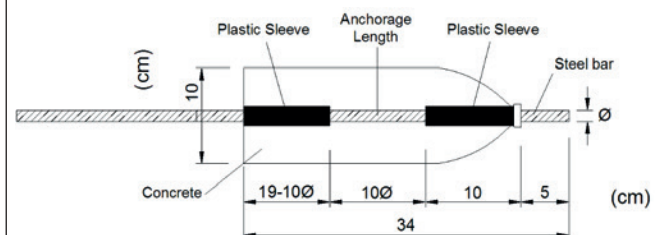
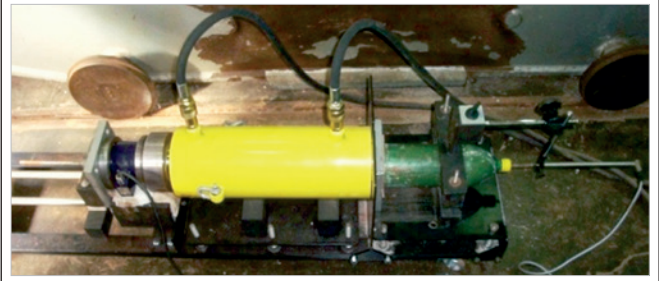


Figure 4 – (a) PET bottle mold (b) Concreting of the PET bottle mold on the metal support



with PET bottle molds will be discussed in part 2 of the article. Figure 3 illustrates the dimensions of the specimens for the APULOT test method with anchorage length of $10\varnothing$. The PET bottle molds used as test specimens were prepared as illustrated in Figure 4(a) and positioned on the support for their concreting, as illustrated in Figure 4(b). After 24 h, the test specimens were placed in a temperature and humidity controlled chamber until the failure dates (3 days, 7 days and 28 days), note that for a later application of the method at the construction site, the curing procedure in a saturated solution can be used as it is usually employed in the field. Another aspect of the method is that the plastic casing of the PET bottle used as a mold is not removed during curing and is kept there until the end of the pull-out test. For the first estimate of the experimental anchorage length (l_{exp}) of this test, the basic premise used was that the steel bar slip occurs in relation to the surrounding concrete. To satisfy this condition, the bond stress should not cause concrete splitting and the steel stress should not reach the breaking point. Therefore, we used the maximum bond stress values ($\tau_{b,max}$) obtained experimentally in the tests in which slip occurred, [1] and [2]. Thus, through the correlation between the com-

Figure 5 – Pull-out system of the APULOT test method



pression strength and maximum bond stress, together with the application of Equation 1, an experimental anchorage length of $10\varnothing$ was set, where \varnothing is the diameter of the steel bar for the concrete of class 25 MPa (T25) and the value of $6\varnothing$ for the concrete of class 45 MPa (T45).

$$l_{exp} = \frac{f_{sy} \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b,max}} \quad (1)$$

In Equation 1: f_{sy} is the yield stress of the steel; \varnothing is the diameter of the steel bar; l_{exp} is the length of the experimental anchorage of the test specimens; $\tau_{b,max}$ is the maximum bond stress obtained from the correlation curve proposed by Lorrain and Barbosa (2008)[1]. It should be noted that the values used for the anchorage length in this experimental research are part of the first attempts to define this parameter in the APULOT method, which can be reformulated in accordance with the research advances. Another change introduced, compared to the pull-out recommended by RILEM, is that the steel bar has two non-bond areas positioned at the ends of the test specimen, in order to ensure a more uniform bond distribution over the anchorage length. The pull-out system used was the same used in the POT tests and previously described in the previous article: part 1 [4], as illustrated in Figure 5 and the schematic of Figure 6. A leaking hydraulic jack

Figure 6 – Scheme of the APULOT pull-out test method (19)

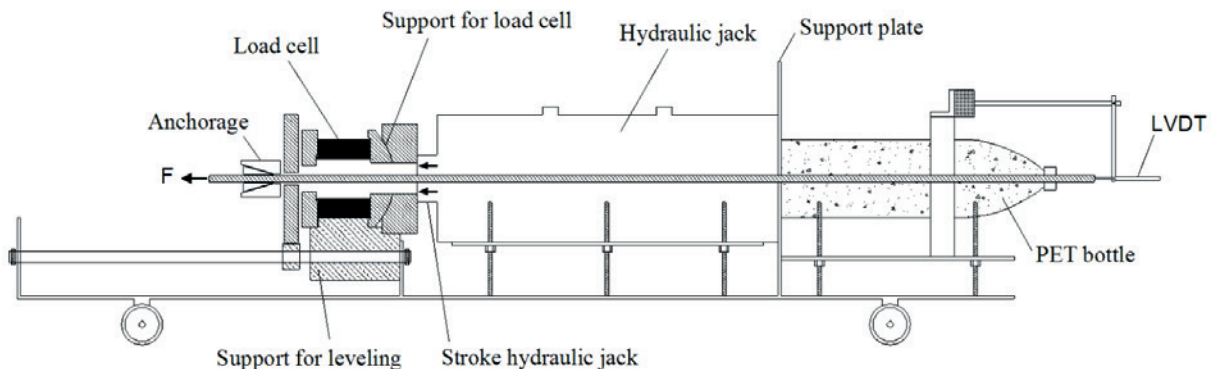
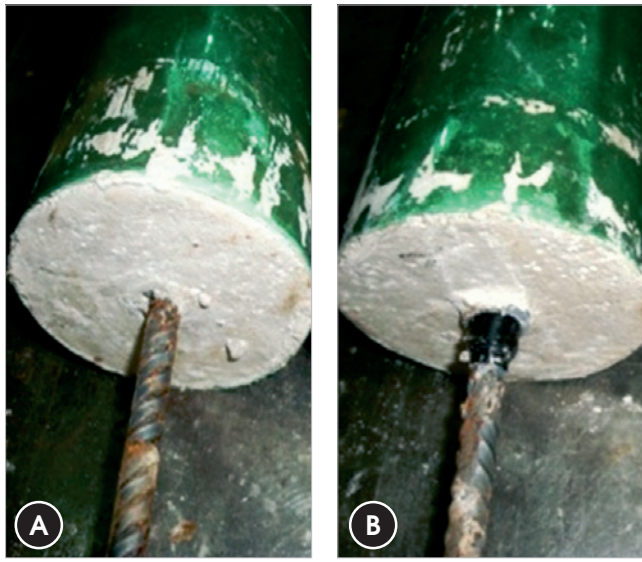


Figure 7 – Type of rupture by slip of steel bar in the APULOT method with PET mold. (a) before and (b) after test



was used to apply the force with 600 kN piston capacity, connected to a manual pressure pump where a traction force was applied at one end of the bar, which reacted against the test specimen. The pull-out strength was measured by the load cell and linear displacement by LVDT (Linear Variable Differential Transformer) as illustrated in Figure 6. These data were transmitted to a “QuantumX” data acquisition system and viewed through the “CatmanEasy” software, both from HBM. This system enabled to obtain force curves versus displacement curves. The decision to use a load cell with a displacement transducer (LVDT) was to obtain additional test re-

sults with respect to load increases with the relative steel and concrete slips and types of ruptures. The main goal of the method is to achieve the maximum force required to remove the bar from the concrete, which at a later field implementation stage, only one load cell can be used with a reading ability equivalent to the load of the hydraulic cylinder coupled to a digital or analog load display.

To study the APULOT steel-concrete bond, two concrete compositions (T25 and T45) three rupture ages (3 days, 7 days and 28 days) and three steel bar diameters CA-50 (8 mm and 10 mm and 12.5 mm) were tested. Eight test specimens were tested for each combination described above, totaling 144 tests. For all types of concreting performed, the compressive strength of the concrete was checked using cylindrical test specimens (Ø10x20cm), whose results were presented in the previous article (Part 1)[4]. The tests performed enabled to obtain the intensities of the forces due to the steel bar slip. In accordance with the recommendations of CEB/FIP RC6:1983[3], with this force value divided by the lateral anchorage area of the bar, the bond stress (τ_b) was calculated, as shown in Equation 2.

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_{exp}} \quad (2)$$

Where F is the pull-out force, \varnothing is the diameter of the steel bar and l_{exp} is the anchorage length of the test. It should be noted that the maximum bond stress (τ_{bmax}) was calculated based on the maximum pull-out strength.

4. Results and discussions

This section presents the results obtained in the APULOT tests, which analyzes the mechanical behavior of the steel bars pulled from the concrete through slip curves, according to the bond strength and the correlation between the maximum bond stress and the axial compressive strength of the concrete.

Figure 8 – Type of rupture by concrete splitting in the APULOT method with PET mold. (a) front view and (b) side view of test specimens



Figure 9 – APULOT Method with PET mold – $\varnothing=8.0$ mm

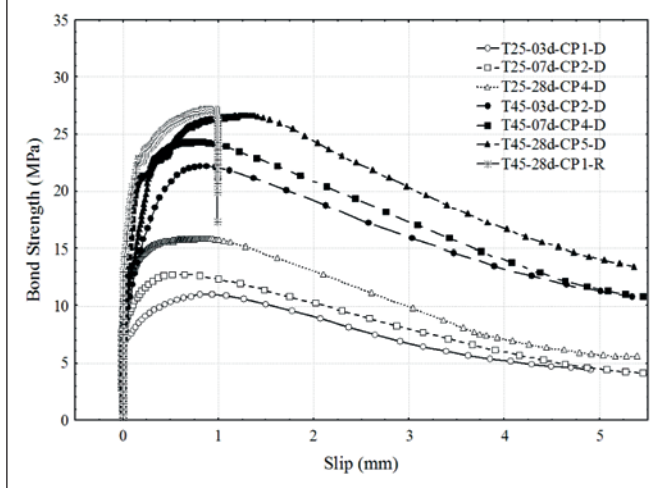
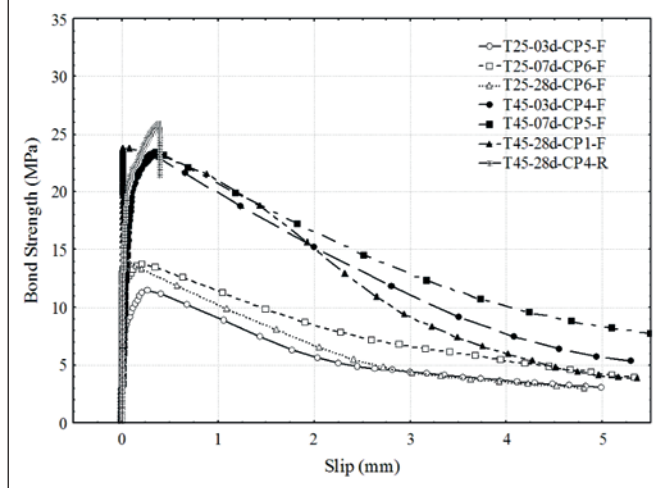


Figure 11 – APULOT Method with PET mold – $\varnothing=10.0$ mm (F)



4.1 Bond-stress curves vs. steel bar slip curves

Through the slip curves vs. the bond stress, the mechanical behavior the test specimens' rupture was evaluated, verifying in which test specimens the steel bar slip occurred relative to the concrete, the concrete splitting or steel bar rupture. Different types of rupture were found: for the 8.0 mm diameter steel bars most of the specimens (96%) showed steel bar slip relative to the concrete; the 10.0 mm bars had steel bar slip relative to the concrete (75%); while in the 12.5 mm bars all specimens had concrete splitting rupture. Figures 7(a) and 7(b) show the steel bar slip relative to the concrete before and after the APULOT test and Figures 8(a) and 8(b) show the type of concrete splitting rupture in the APULOT test.

Figures 9, 10, 11 and 12 show the differences in the bond stress

curves vs. slip curves for the APULOT method according to the concrete composition and age, using PET mold and 8 mm, 10 mm and 12.5 mm bars, respectively.

Figure 9 illustrates the curves obtained for the tests using 8.0 mm bars, which shows the steel bar slip in relation to the concrete at all ages for the T25 samples, and for the T45 specimens there was slip rupture at 3 and 7 days, and at 28 days, in addition to slip, there was yielding of the steel, and in the series there was steel rupture of one test specimen, as shown in Figure 9.

Figure 10 illustrates the curves obtained for the test using 10.0 mm bars which show the type of slip rupture of the steel bar relative to the concrete, for T25 and T45. Figure 11 illustrates the curves obtained for the tests using 10.0 mm bars, showing the type of rupture by splitting of the concrete, for T25 and T45, and also shows

Figure 10 – APULOT Method with PET mold – $\varnothing=10.0$ mm (D)

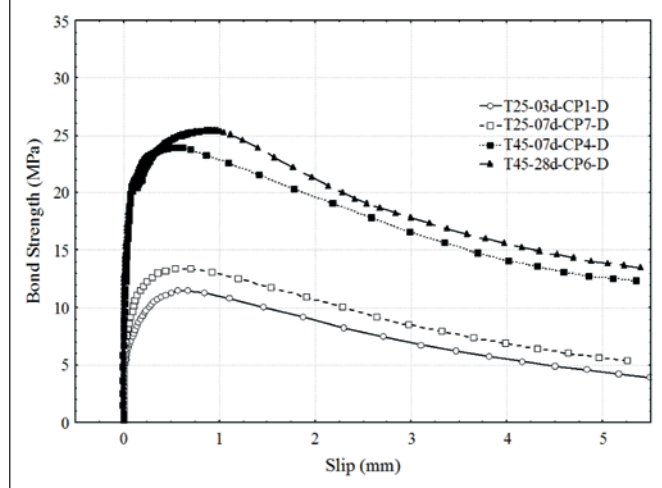
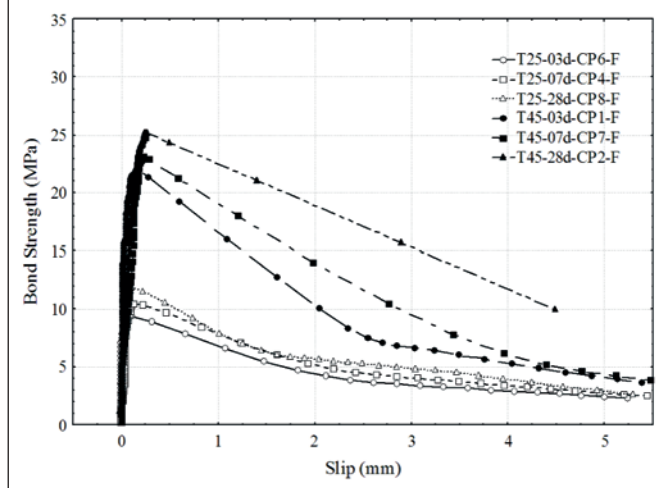


Figure 12 – APULOT Method with PET mold – $\varnothing=12.5$ mm



the steel rupture in one specimen of the series. Figure 12 illustrates the curves obtained for the tests using 12.5 mm bars, which show the type of rupture by splitting of the concrete in all tests.

Table 1 shows the types of ruptures observed in the APULOT test specimens, where the letter “D” means that there was slip of the steel bar relative to the concrete; the letter “F” means that splitting occurred in the concrete specimen and the letter “R” means that there was rupture of the steel bar.

It is observed that splitting occurred in 100% of the 12.5 mm bars, and in 23% of the 10.0 mm bars, and only in 4% of the 8.0 mm bars, hence showing a transition zone between the steel bar slip and concrete splitting for the relationship between $c/\varnothing > 4.5$ and $c/\varnothing < 5.75$, where c/\varnothing is the relationship of the concrete cover around the steel bar. This fact is related to the PET bottle mold used, which did not have the suitable dimensions to withstand the stresses caused by the increasing diameter of the bars. These results are consistent with those obtained by Makini et al. (2010)[12], which showed that for the rupture by slip to occur the ratio should be $c/\varnothing \geq 5$. Other authors, such as Torre-Casanova et al. (2013) [20], showed that the $c/\varnothing > 4.5$ ratio is required for the occurrence of rupture by slip of the steel bar.

Table 1 – Types of ruptures observed in the APULOT test specimens

Description Composition - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Age (days)	D	F	R
T25 - 8.0	5.75	3	7	1	0
		7	8	0	0
		28	8	0	0
T45 - 8.0	5.75	3	8	0	0
		7	8	0	0
		28	7	0	1
TOTAL			96%	2%	2%
Description Composition - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Age (days)	D	F	R
T25 - 10.0	4.50	3	6	2	0
		7	7	1	0
		28	4	4	0
T45 - 10.0	4.50	3	7	1	0
		7	7	1	0
		28	5	2	1
TOTAL			75%	23%	2%
Description Composition - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Age (days)	D	F	R
T25 - 12.5	3.50	3	0	0	8
		7	0	0	8
		28	0	0	8
T45 - 12.5	3.50	3	0	0	8
		7	0	0	8
		28	0	0	8
TOTAL			0%	0%	100%

Figure 13 – Example of type of rupture by slip and type of rupture by splitting

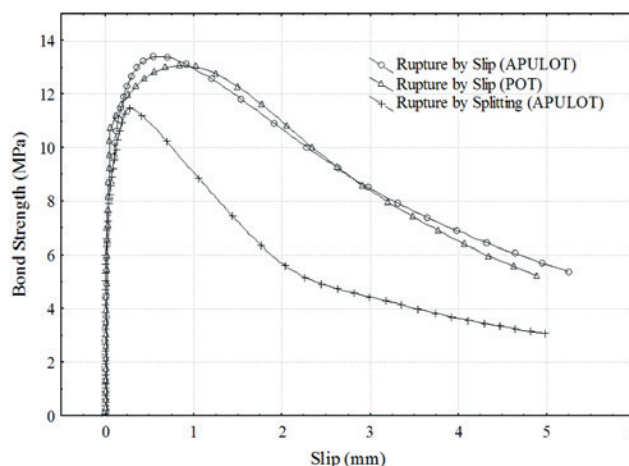


Figure 13 shows an example of the type of rupture by slip and the type of rupture by splitting, evidencing that in the POT or APULOT test the maximum bond stress is equivalent, provided that the proper containment conditions (c/\varnothing ratio) and the type of rupture by slip are maintained.

With the mechanical behavior of the test specimens analyzed through the slip curves according to the bond strength, the correlation between the maximum bond strength and the compressive strength of the concrete was studied. However, as shown in the flowchart of Figure 2, the APULOT method is not applicable to the test specimens that exhibited rupture by splitting of the concrete and/or rupture of the steel bar, thus these results are excluded from the correlation curve.

4.2 Analysis of the correlation between the maximum bond strength (τ_{bmax}) and compressive strength (f_c)

Table 2 and Figure 14 show the results obtained from the APULOT bond tests, as well as the composition and age of the concrete, the axial compression results and the diameter of the steel bar. Note that the correlation analysis between the variables f_c and τ_{bmax} is valid only for the results where the steel bar slip of the concrete was found, so the results with $\varnothing=10$ mm and $\varnothing=12.5$ mm were compromised because in these results the splitting and rupture of the steel bar were observed in some cases.

In order to apply the APULOT method, keeping to the results where steel slip was observed on the concrete, the graph in Figure 15 shows the two compositions (T25 and T45) for the results using $\varnothing=8$ mm. Figure 15 shows the occurrence of non-linearity between the change in anchor length of $6\varnothing$ to $10\varnothing$, where this change in anchoring length generated two families of correlation curves between the variables $\tau_{bmax} \times f_{cm}$, whereby the results clearly explain that there is a need to set this parameter in the test methodology, because there is a better correlation if the anchorage length is set. In order to correlate the compressive strength of concrete with the maximum steel-concrete bond strength, linear regressions were per-

Table 2 - Maximum bond stress values achieved in the APULOT tests and axial compressive strength values together with the standard deviation

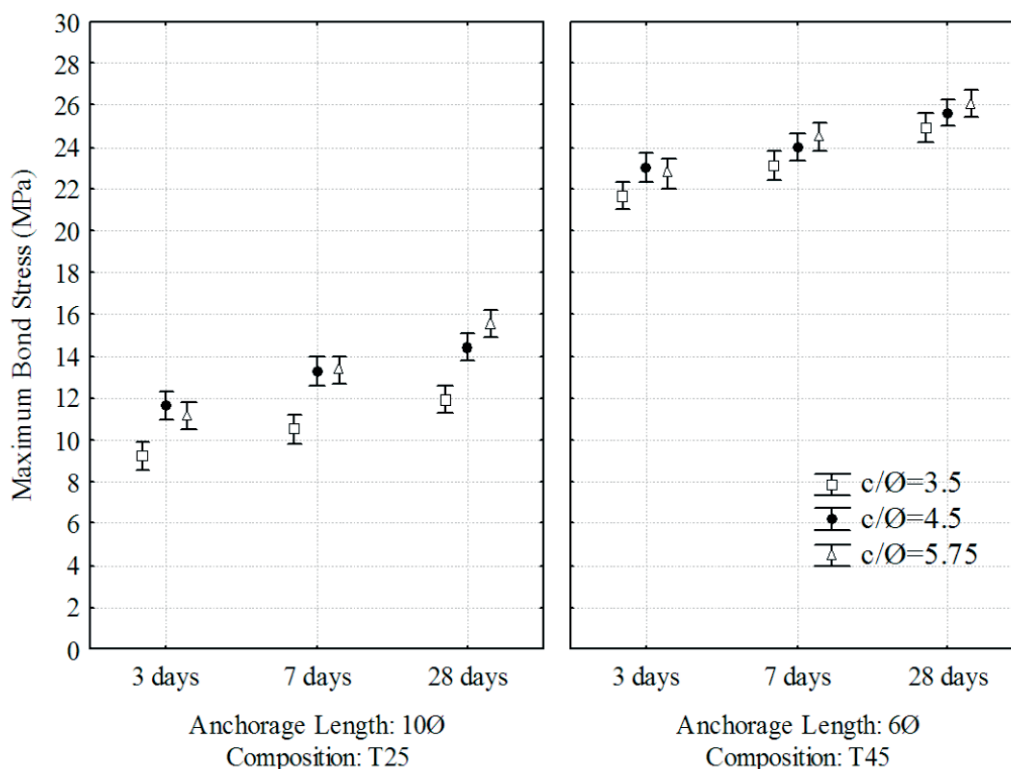
Concrete composition	Age (days)	f_{cm} (MPa)	$\varnothing=8$ mm	$\varnothing=10$ mm	$\varnothing=12.5$ mm
			τ_{bmax} (MPa)	τ_{bmax} (MPa)	τ_{bmax} (MPa)
T25	3	16.7±1.1	11.16±0.92	11.66±0.53	9.25±0.25
T25	7	21.1±1.6	13.34±1.00	13.27±0.37	10.53±0.34
T25	28	28.0±1.8	15.55±0.76	14.43±0.47	11.94±0.95
T45	3	33.1±1.5	22.73±1.66	23.02±0.90	21.69±1.09
T45	7	40.5±1.7	24.48±0.83	23.98±0.77	23.11±0.78
T45	28	49.9±1.8	26.06±1.16	25.65±1.12	24.91±1.41

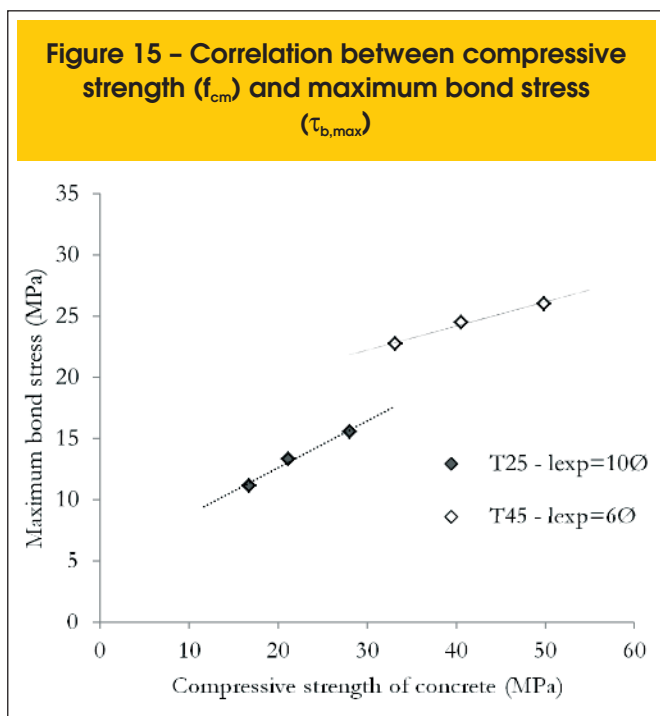
formed between the compressive strength and bond values. As previously explained, a specific linear regression was carried out for each anchorage length. Table 3 shows the regressions and the values of the determination coefficients obtained for the 8.0 mm bars. It can be seen that the coefficients of determination (R^2) achieved satisfactory values, that is, values close to value 1. Similarly, it was found that all angular coefficients are always positive, that is, in the strength range tested there was a significant behavior tendency which was characterized by an increase in the maximum bond strength proportional to the increasing axial compression strength of the concrete.

4.3 Standardization of the APULOT methodology

Most methods used in the quality control of reinforced concrete have predefined methodologies based on specific standardizations. The objective of these standardized methodologies is to standardize the tests, in other words, to improve the reproducibility and accuracy of their responses, reducing the usual errors and uncertainties underlying in the procedure. It can be said that the APULOT methodology is still in the experimental stage, therefore it is crucial to test the parameters that influence the test response for

Figure 14 - General maximum bond stress values achieved in the APULOT tests





the correct development of the method. Thus, it is known that the preparation procedures of the mold, preparation of steel bar, concrete density in the mold, unmolding procedures, and the storage and curing of test specimens before the test date are essential for the correct response of the method. Given these points, parameters were set for the APULOT test as a measure of standardization and comparison for future tests, as shown in Table 4.

As can be seen in Table 4, the APULOT method requires the definition of certain parameters, and results with different models cannot be compared. In other words, setting parameters is critical for the proper performance of the APULOT methodology in order to estimate the compressive strength.

5. Conclusions

The correlation curves obtained in this study substantiate the method proposed by Lorrain and Barbosa (2011)[1] and [2], which is to transform the bonding tests into qualification tests of reinforced concrete due to the good proportionality of the axial compressive strength and maximum bond stress. The correlation analysis between the maximum bond strength and compressive strength for the APULOT test with $\varnothing=8$ mm

allows to conclude that the bond tests are suitable for estimating the axial compressive strength of the concrete, provided they comply with the parameters listed in Table 4, particularly the relationship between the concrete cover around the bar and the bar diameter (c/\varnothing), which must be greater than 5 for the occurrence of rupture by slip.

The application of the APULOT method with 10.0 mm and 12.5 mm bar diameters requires increasing the concrete cover around the bars, ensuring the rupture by slip. In other words, increasing the diameter of the molds is indispensable in order to implement the methodology, as illustrated in Figure 2.

The response of the method for concrete tested at 7 days makes it specifically interesting when decision making support is needed regarding nonconforming concrete at early ages. The standardization of the method presented in Table 4 is vital for its proper implementation and for comparing the results of subsequent research endeavors.

Finally, it is believed that demystifying the bond test will be of a great assistance to the quality control of concrete works, enabling to increase the control at construction sites and at lower costs. However, to standardize the method to safely implement it at construction sites requires numerous tests and repetitions in order to verify the limitations and ranges regarding the different types of materials used in different locations.

6. Acknowledgements

We are grateful to FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo); To CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico); To LCEC (Laboratório CESP de Engenharia Civil - Ilha Solteira/SP); To the Central Civil Engineering Laboratory of UNESP - Ilha Solteira/SP; To the company ArcelorMittal that provided the steel bars; To the company Holcim do Brasil for providing the cement; and to the company Grace Concrete Products for supplying the superplasticizer.

7. References

- [01] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto& Construções, São Paulo, Nº51, 3º trimestre, p. 52-57, 2008.
- [02] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 4, 2011.
- [03] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcement steel - 2 Pull-out test. Paris, 1983.

Table 3 - Equations of linear regression lines and their respective determination coefficients

Diameter (mm)	Concrete composition	Range compressive strength (MPa)	Anchorage length	Linear regression	Coefficient of determination
8	T25	16.7 to 28.0	10 \varnothing	$\tau_{bmax} = 0.38 f_{cm} + 4.9$	$R^2 = 0.98$
8	T45	33.1 to 49.9	6 \varnothing	$\tau_{bmax} = 0.20 f_{cm} + 16.3$	$R^2 = 0.97$

Table 4 - Parameters for the standardization of the test method in the field

	Method parameters	Possibilities	Model 1 (APULOT)	
Mold	1	Material of the mold for the test specimen	(a) Metal, (b) nylon fiber, (c) wood or (d) PET	(d) PET
	2	Format of the mold for the test specimen	(a) Cylindrical, (b) cubic or (c) prismatic	(a) Cylindrical
Preparation and molding of tests	3	Anchorage length (l_e)	$3\phi \leq l_e \leq 10\phi$	5ϕ
	4	Ratio of concrete cover around the steel bar (c/ϕ)	$c/\phi > 5$	5.75
	5	Layout of the bar at concreting time	(a) Horizontal or (b) Vertical	(b) Vertical
	6	Concrete density in the mold	(a) Mechanic with vibrating table or (b) Manual with metal rod	(b) Manual with metal rod.
	7	Number of test specimens	≥ 2 test specimens per example	-
Steel Bars	8	Type of geometrical configuration of the CA-50 ribbed bars	Type 1, 2, 3 ... etc.	Type 1 (illustrated in part 1 of this paper (4))
	9	Diameter of the CA-50 steel bar	(a) $\phi=8$ mm; (b) $\phi=10$ mm; (c) $\phi=12.5$ mm...etc.	(a) 8 mm
	10	State of the bar surface	(a) No surface oxidation or (b) with surface oxidation	(a) No surface oxidation
Concrete	11	Compressive strength of concrete	Group 1: $f_c \leq 50$ Mpa Group 2: $50 < f_c \leq 100$ Mpa ABNT NBR 8953:2011	Group 1: C15; C20; C25; C30; C35; C40; C45; C50. Group 2: C55; C60; C70.
	12	Characteristic maximum dimension of the aggregates	4x smaller than the minimum size of the mold	$D_{max} \leq 25$ mm
Demolding, Curing and Storage	13	Demolding time	≥ 24 h	24h
	14	Curing and storage of test specimens	(a) Only stored away from weather conditions; (b) Humid chamber with temperature of $23 \pm 2^\circ\text{C}$ and relative air humidity higher than 95%; (c) Saturated solution of calcium hydroxide with temperature of $23 \pm 2^\circ\text{C}$	(c) saturated solution of calcium hydroxide with temperature of $23 \pm 2^\circ\text{C}$
Execution of tests	15	Rupture age	≥ 3 days	7 days
	16	Type of loading	(a) Pull-out or (b) Push-in	(a) Pull-out
	17	Loading rate	Controlled speed or not	Manually controlled speed. Test duration not less than 60s
	18	Type of rupture	(a) Slip; (b) Concrete splitting; (c) Rupture of bar	(a) Slip

- [04] VALE SILVA, B.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.S.. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 6, p. 715-736, 2013.
- [05] ALVAREZ, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser (IBK Bericht 236), 1998.
- [6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills, 2003.
- [07] BARBOSA, M.P.; GASPARETO, K.; VALE SILVA, B.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.. Experiências sobre a influência da corrosão superficial das armaduras nos ensaios de aderência APULOT. In: CONPAT 2011 - Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y el Congreso de Control de Calidad en la Construcción, 2011, ANTIGUA-GUATEMALA. ANAIS DO CONPAT 2011. GUATEMALA, p. 17-24. 2011.
- [08] DAL BOSCO, V. I.; VALE SILVA, B.; TROIAN, P.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P. Comparativo experimental entre os métodos de ensaios pull-out e push-out para determinação da tensão de aderência aço-concreto. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.
- [09] LORRAIN, M.; CAETANO, L. F.; VALE SILVA, B.; GOMES, L.E.S.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P.. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, WASHINGTON, D C. CHIGACO: 3rd FIB International Congress FIB, 2010.
- [10] SILVA FILHO, L. C. P.; VALE SILVA, B.; DAL BOSCO, V. I.; GOMES, L.E.S.; BARBOSA, M.P.; LORRAIN, M. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing, 2012, Brescia, Italy. General aspects of bond, Vol. 1. 2012.
- [11] VALE SILVA, B.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.; DAL BOSCO, V. I. Correlação entre a tensão última de aderência e a resistência do concreto usando ensaio APULOT : avaliação do efeito de variação do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.
- [12] MAKNI, M.; DAOUD, A.; KARRAY, M. A.; LORRAIN, M.. Towards a standard pull-out test specimen: geometrical specifications. 3rd fib International Congress. Washington D. C., FIB, 2010.
- [13] VALE SILVA, B.; LORENZI, A.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto através da utilização de redes neurais artificiais. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [14] BARBOSA, M. P.; PEREIRA, J.B.; LORRAIN, M.; Análise experimental e avaliação da influência da resistência à compressão do concreto no ensaio de aderência APULOT. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [15] GARCÍA-TAENGUA E.; MARTÍ-VARGAS J. R.; SERNA-ROS P.. Bond of reinforcement in concrete applied to concrete quality control: The Bottle Bond Test. *Strain*, v.50, p.57-67, 2014
- [16] CALDERARO, R. P.; BARBOSA, M.P. Aderência Aço-Concreto: Análise experimental da influência da variação da geometria da garrafa PET e do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL, Anais do 54ºCBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [17] TAVARES, A. J. Aderência aço-concreto: Análise numérica dos ensaios pull-out e APULOT. 2012. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2012.
- [18] TAVARES, A. J.; BARBOSA, M. P.; BITTENCOURT T. N.; LORRAIN, M.. Bond steel-concrete: simulation analysis of the pull-out tests and APULOT using the program ATENA. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 7, p. 138-157, 2014.
- [19] VALE SILVA, B. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2010.
- [20] TORRE-CASANOVA A.; JASON L.; DAVENNE L.; PINELLI X.. Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure. *Engineering Fracture Mechanics*, v.97, p 92-104, 2013.

8. Nomenclature

- APULOT – Appropriate PULL-Out Test;
F - Force applied to the pull-out (kN);
 l_{exp} - Experimental anchorage length (mm);
 \varnothing - Diameter of the steel bar (mm);
POT - Pull-Out Test (RILEM/CEB/FIP RC6: 1983 [4]);
 f_c - Axial compressive strength (MPa);
 f_{cm} - Mean axial compressive strength (MPa);
 f_{sy} - Steel yield strength (MPa);
 τ_b - Bond strength between the steel and the concrete (MPa);
 $\tau_{b,max}$ - Maximum bond stress between the steel and the concrete (MPa).

Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. Part 2: APULOT

Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto. Parte 2: APULOT



B. V. SILVA^a
dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA^b
mbarbosa@dec.feis.unesp.br

L. C. P. SILVA FILHO^a
lcarlos66@gmail.com

M. S. LORRAIN^c
michel.lorrain@insa-toulouse.fr

Abstract

The scope of this research investigates the feasibility to use steel-concrete bond tests for estimating the compressive strength of concrete to supplementary use it in the quality control of reinforced concrete. Lorrain and Barbosa (2008)[1] and Lorrain et al. (2011)[2] justify the use of a modified bond test, called APULOT, to estimate the compressive strength of concrete, thereby increasing the possibilities for the technological control of reinforced concrete at construction sites. They propose an adaptation of the traditional pull-out test (POT) method, standardized by CEB/FIP RC6:1983[3], as this is a low complexity test with the advantage of reduced costs. The use of the APULOT test as a technological control test of concrete at construction sites requires determining a standard and also adapting it from the experimental laboratory practice to the field. The first part of this work evaluated the potential to perform compressive strength estimates from the bond strength data obtained by the POT test. The second part of this paper will present and discuss the test results achieved by the APULOT method. Two concrete compositions of different classes (25 MPa and 45 MPa) were tested at 3, 7 and 28 days. Ribbed bar specimens (nominal diameters of 8, 10 and 12.5 mm) were also used in the preparation stage of the specimens, totaling 144 APULOT tests. The results show that under standard test conditions, the correlation between the maximum bond strength and the compressive strength of concrete is satisfactory at all ages tested, corroborating the objective of consolidating this test as a complementary alternative for controlling the quality of reinforced concrete.

Keywords: bond steel-concrete; pull-out; APULOT; compressive strength of concrete.

Resumo

EA presente pesquisa se propõe a estudar a viabilidade do uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto, com o objetivo de empregá-los como um complemento no controle de qualidade do concreto armado. Lorrain e Barbosa (2008) [1] e Lorrain et al. (2011)[2] justificam a utilização de um ensaio de aderência modificado, denominado APULOT, para estimar a resistência à compressão do concreto, incrementando as possibilidades de controle tecnológico do concreto armado em canteiros de obras. Os mesmos propõem uma adaptação do método pull-out test (POT) tradicional, normalizado pela CEB/FIP RC6:1983[3], por ser este um ensaio de baixa complexidade e de custo reduzido. Para viabilizar o uso do ensaio APULOT como ensaio de controle tecnológico do concreto em canteiro de obras é necessário definir um padrão para o mesmo e adaptá-lo da prática experimental do laboratório para o campo. A primeira parte deste trabalho buscou avaliar a potencialidade de efetuar estimativas da resistência à compressão a partir dos dados da tensão de aderência obtidos com uso do POT. Na segunda parte deste trabalho serão apresentados e discutidos resultados de ensaios realizados com o método APULOT. Foram ensaiadas 2 composições de concreto de classes distintas (25 MPa e 45 MPa), aos 3, 7 e 28 dias. Foram, ainda, usadas na confecção dos corpos de prova barras nervuradas com diâmetros nominais de 8, 10 e 12,5 mm, totalizando 144 ensaios do tipo APULOT. Os resultados obtidos mostram que, sob condições padronizadas de ensaio, a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, em todas as idades ensaiadas, fortalecendo o propósito de consolidar este ensaio como uma alternativa complementar para controle de qualidade do concreto armado.

Palavras-chave: aderência aço-concreto; pull-out; APULOT; resistência à compressão do concreto.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

^c Institut National des Sciences Appliquées, Département de Génie Civil, Toulouse, França.

1. Introdução

Este trabalho foi desenvolvido na UNESP/SP e está inserido dentro do grupo de pesquisa APULOT, formado por pesquisadores da França, Brasil e outros países, que vem trabalhando no aprimoramento de um novo método de ensaio, tomando como base o ensaio de aderência aço-concreto: pull-out test (POT), proposto inicialmente como uma recomendação do CEB/FIP RC6:1983[3], que se caracteriza pela simplicidade e custo reduzido. Dando continuidade à parte 1 deste artigo apresentado em Vale Silva et. al (2013)[4], que abordou sobre os ensaios padronizados POT e suas perspectivas na determinação da resistência à compressão do concreto, esta segunda parte pretende analisar os resultados de outra série de ensaios realizada pelos autores, no qual se trabalhou como proposta do método APULOT porém, utilizando como corpos de prova moldes elaborados com garrafas PET, demonstrando desta maneira que os ensaios podem ser realizados de maneira simplificada sem a necessidade de grandes aparatos tecnológicos. Foram utilizadas as mesmas composições de concreto, idades de ensaios e tipos de barra de armaduras apresentados na parte 1 deste artigo [4], porém o cálculo do comprimento de ancoragem foi baseado na nova premissa desenvolvida por Lorrain e Barbosa (2008) [1].

2. Considerações sobre a metodologia APULOT

A essência do método APULOT (Appropriate Pull-Out Test) consiste na possibilidade do emprego em canteiro de obras de um ensaio

de aderência aço-concreto apropriado - tipo pull-out (arrancamento) para estimar a resistência à compressão do concreto, obtendo deste modo um complemento para o controle tecnológico do concreto a partir de um ensaio de aderência.

Existem inúmeras configurações de ensaios de aderência encontrados na literatura, como ilustra a Figura 1: (a) Ensaio de Arrancamento Direto "pull-out test" (POT), (b) Ensaio de Arrancamento excêntrico, (c) Ensaio de Empuxamento Direto "push-in test" (PIT), (d) Ensaio de Arrancamento modificado para minimizar os efeitos de compressão, (e) Ensaio de Tração Direta, (f) Ensaio de Tração Direta com 3 barras, (g) Ensaio de Extremo de Viga "beam end test", (h) Ensaio de flexão em viga modificado (beam test), (i) Ensaio de flexão em viga para estudar efeitos de ancoragem, cobrimento e armadura de traspasse.

Segundo o ACI 408R:2003[6] o ensaio que melhor reproduz o comportamento da aderência aço-concreto é o ensaio de flexão em vigas modificadas (beam-test) (Figura 1(h)). Porém o mais empregado devido a sua simplicidade é o ensaio de arrancamento direto (pull-out)[3] (Figura 1(a)). Apesar do tipo pull-out não reproduzir os efeitos dos esforços de flexão na aderência aço-concreto, levando a restrições quando se deseja determinar a resistência de aderência efetiva de elementos estruturais, o mesmo se mostra atraente para fins de controle tecnológico do concreto, pois o pull-out é eficaz em comparar concretos com resistências distintas em relação à resistência de aderência aço-concreto. Lorrain e Barbosa (2008)[1] conscientes dessa importante característica do pull-out e com o intuito de demonstrar que os ensaios de aderência poderiam ser realizados de forma simplificada, no próprio canteiro de

Figura 1 - Desenhos esquemáticos de alguns ensaios de aderência aço-concreto encontrados na literatura.(ALVAREZ, 1998)(5)

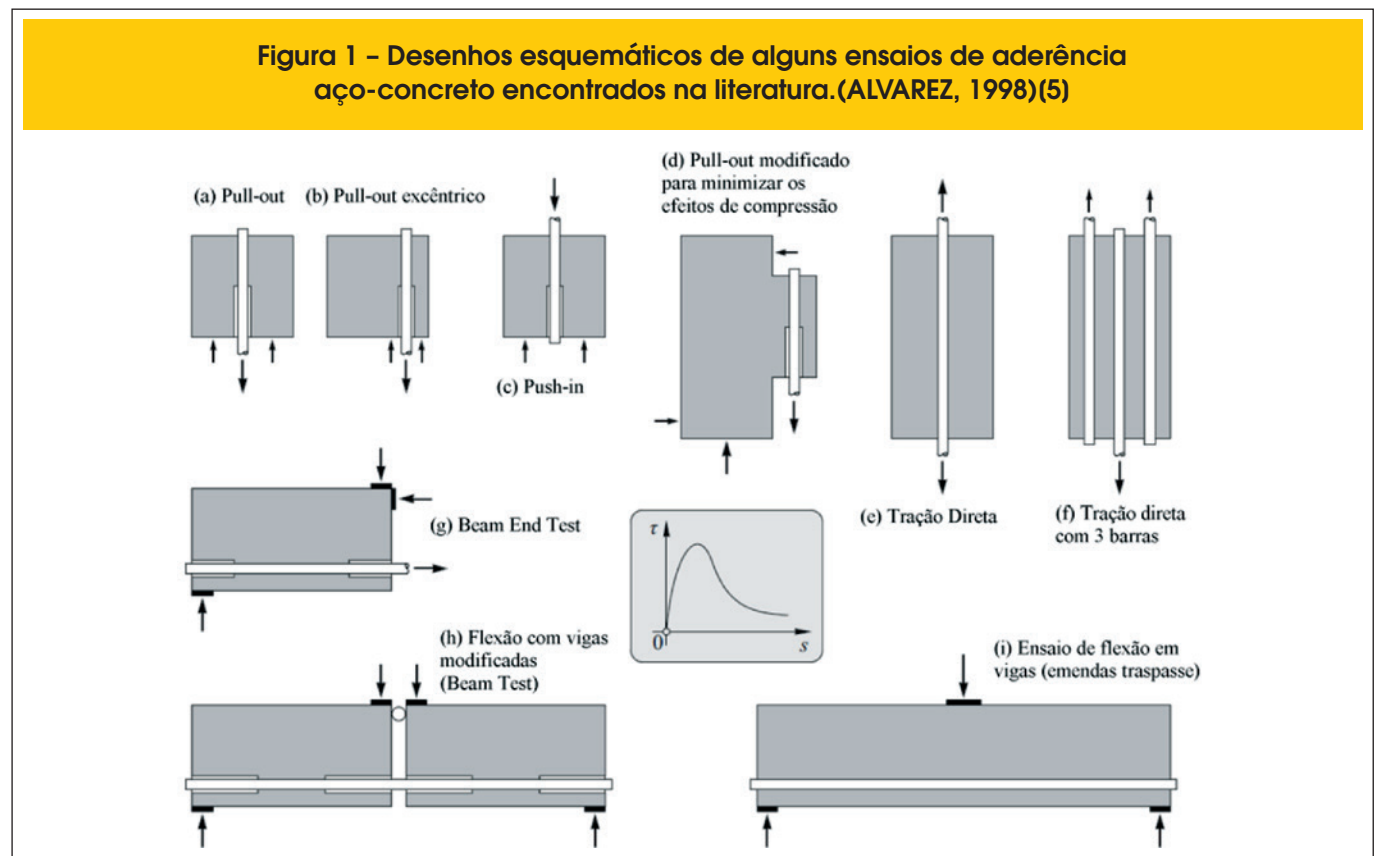
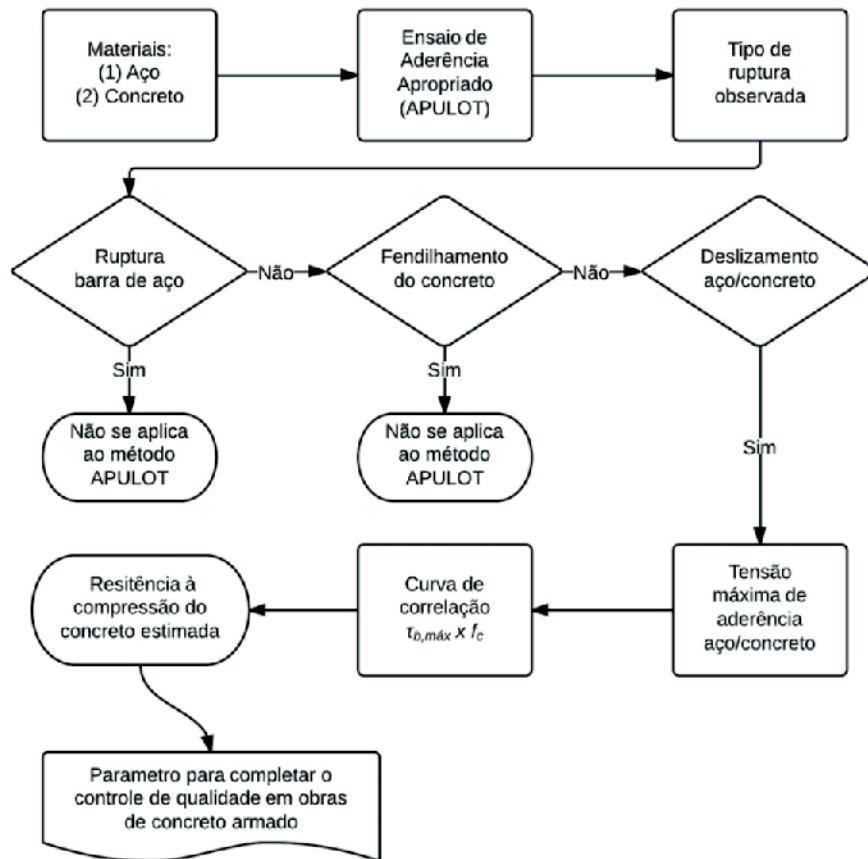


Figura 2 – Fluxograma simplificado da metodologia APULOT



obras, propuseram o novo método APULOT, utilizando como moldes para os corpos de prova as garrafas PET descartadas após uso e, para os ensaios de arrancamento, um macaco hidráulico de pistão vazado, mostrando desta forma ser o mesmo um método de fácil execução e com baixo custo.

Os vários detalhes da pesquisa sobre os ensaios APULOT vem sendo investigados pelo grupo de pesquisa de mesmo nome, Grupo APULOT, constituído por diversos centros de pesquisa de excelência¹. O grupo acredita que a implementação desse tipo de ensaio de aderência, de forma complementar ou até mesmo alternativa aos ensaios de compressão tradicionalmente usados na construção civil, poderia vir a acarretar melhorias significativas no controle de qualidade das obras, permitindo que o controle de qualidade do concreto possa vir a ser realizado em idades mais curtas, de forma rápida e segura no próprio canteiro de obras. Dentro desse propósito, existem estudos que vem buscando determinar a influência de diversas variáveis na resposta do ensaio de aderência visando consolidar um método de ensaio, por exemplo: avaliação da influência da corrosão superficial na aderência [7]; análise do procedimento de retirada de barra do concreto (pull-out ou push-in) [8]; comparação entre diferentes configurações geométricas de barras de aço na resposta do ensaio [9], [10]; avaliação do efeito de variação do cobrimento do concreto ao redor

da barra de aço [11], [12]; análise dos resultados de ensaios de aderência através da utilização de redes neurais artificiais [13]; avaliação da influência da resistência mecânica do concreto nos ensaios de aderência [14], [15]; avaliação da influência da geometria dos moldes no ensaio de aderência [16]; Dentre os estudos, além das atividades experimentais, também estão envolvidas simulações numéricas [17], [18], que visam parametrizar maneiras simplificadas de implementar o ensaio em canteiros de obras; e

Figura 3 – Dimensões do corpo de prova para o ensaio APULOT com comprimento de ancoragem de 10Ø.(19)

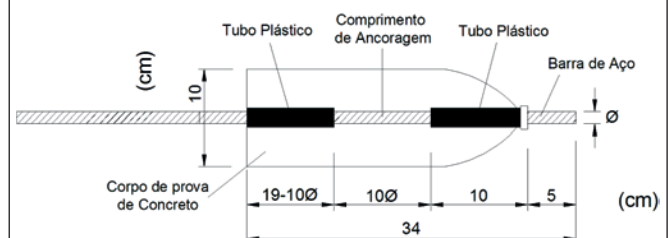


Figura 4 - (a) Molde de garrafa PET (b) Concretagem do molde de garrafa PET sobre o suporte metálico



por fim o Grupo de Pesquisa LEME/UFRGS vem testando o sistema push-in ao invés de pull-out e os parâmetros para padronização do método em canteiro de obras.

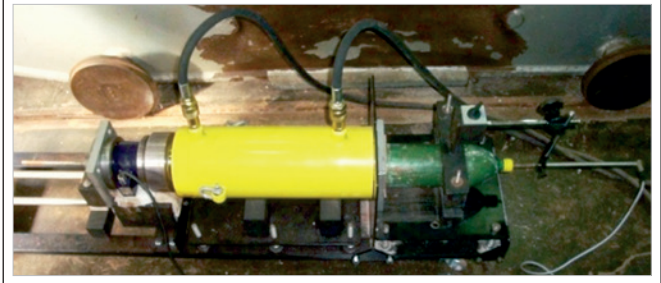
Vale salientar que para a resposta expedida pelo ensaio de aderência seja satisfatória, deve ocorrer necessariamente o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, excluindo da curva de correlação os resultados onde ocorrer a ruptura da barra de aço ou o fendilhamento do concreto. A Figura 2 ilustra um fluxograma para o adequado emprego da metodologia APULOT.

3. Desenvolvimento experimental

As características dos materiais utilizados no programa experimental e os procedimentos empregados nos ensaios de aderência foram apresentados na parte 1[3] deste artigo. Na parte 2 do artigo serão discutidos os procedimentos do método APULOT realizados com moldes elaborados com garrafa PET.

A Figura 3 ilustra as dimensões dos corpos de prova para o método de ensaio APULOT com comprimento de ancoragem de 10ϕ .

Figura 5 - Sistema do ensaio de arrancamento do método de ensaio APULOT



Os moldes de garrafas PET utilizados como corpos de prova foram preparados conforme ilustra a Figura 4(a) e posicionados sobre o suporte para concretagem dos mesmos, como ilustra a Figura 4(b). Após 24 h, os corpos de prova foram colocados em câmara úmida com temperatura e umidade controlada até as datas de ruptura (3 dias, 7 dias e 28 dias), vale salientar que para uma posterior aplicação do método em canteiro de obra pode-se optar pelo procedimento de cura em solução saturada por ser mais comumente empregado em campo. Outro detalhe do método é que o invólucro plástico da garrafa PET utilizado como forma não é retirado durante a cura e mantido até o término do ensaio de arrancamento.

Para a primeira estimativa do comprimento de ancoragem experimental (l_{exp}) desse ensaio, foi adotado como premissa básica que ocorra o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto circundante. Para que esta condição seja satisfeita, a tensão de aderência não deve provocar o fendilhamento do concreto e a tensão no aço não deve atingir o limite de ruptura. Sendo assim, adotou-se os valores de tensão de aderência máxima ($\tau_{b,max}$) obtidos experimentalmente em ensaios que ocorreram o deslizamento [1] e [2]. Deste modo, através da correlação entre a resistência à compressão e tensão máxima de aderência, juntamente com a aplicação da Equação 1, fixou-se um comprimento de ancoragem experimental de 10ϕ , sendo ϕ o diâmetro da barra de aço, para

Figura 6 - Esquema do método de ensaio de arrancamento APULOT (19)

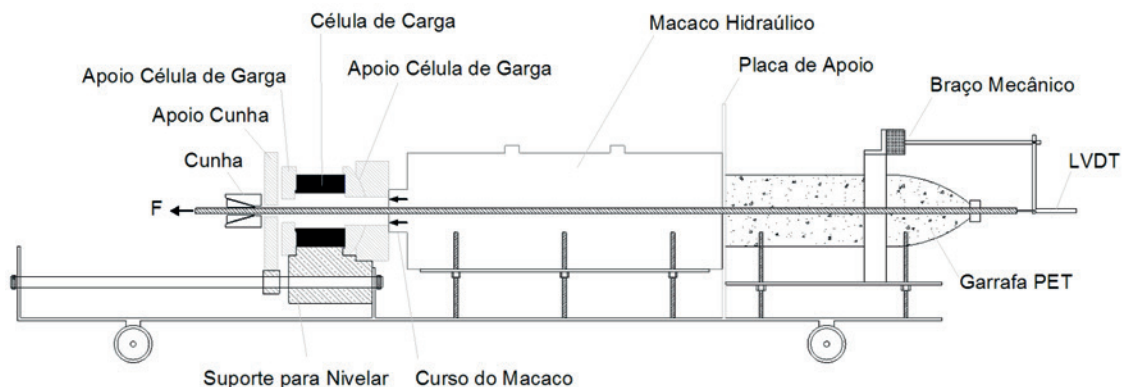
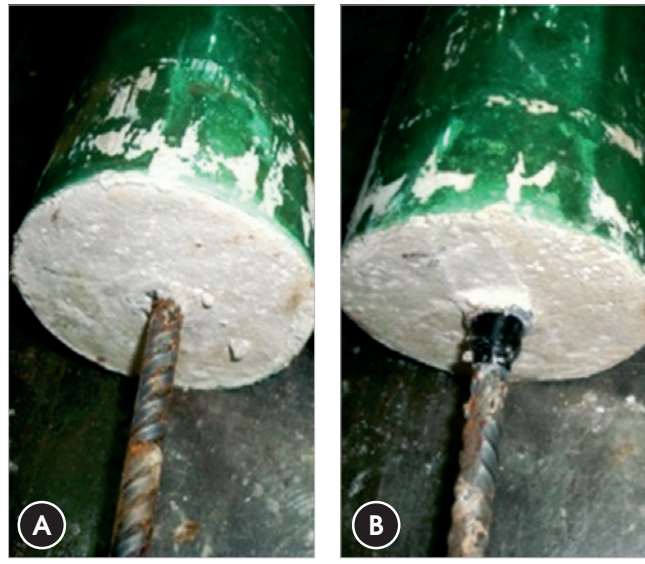


Figura 7 – Tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço observada no método APULOT com molde PET. (a) antes e (b) depois do ensaio



o concreto da classe 25 MPa (T25) e para o concreto da classe 45 MPa (T45), o valor de 6ϕ .

$$l_{\text{exp}} = \frac{f_{sy} \cdot \phi}{4 \cdot \tau_{b, \text{máx}}} \quad (1)$$

Na Equação 1: f_{sy} é a tensão de escoamento do aço; ϕ é o diâmetro da barra de aço; l_{exp} é o comprimento de ancoragem experi-

mental nos corpos de prova; $\tau_{b, \text{máx}}$ é a tensão máxima de aderência obtida através da curva de correlação proposta por Lorrain e Barbosa (2008)[1].

É importante salientar que os valores utilizados para o comprimento de ancoragem nessa pesquisa experimental fazem parte das primeiras tentativas de definir este parâmetro no método APULOT, podendo o mesmo ser reformulado com os avanços das pesquisas. Outra alteração introduzida em comparação ao pull-out recomendado pela RILEM é que a barra de aço possui duas zonas não aderentes posicionadas nas extremidades do corpo de prova que visam garantir uma distribuição mais uniforme da aderência ao longo do comprimento de ancoragem.

O sistema de arrancamento utilizado foi o mesmo utilizado nos ensaios POT e já descritos no artigo anterior: parte 1 [4], como ilustra a Figura 5 e o esquema da Figura 6. Para aplicação da força foi utilizado um macaco hidráulico de pistão vazado com capacidade de 600 kN, conectado a uma bomba manual de pressão onde foi aplicada uma força de tração em um dos extremos da barra, que reagiu contra o corpo de prova.

A força de arrancamento foi medida por meio da célula de carga e o deslocamento linear pelo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) como ilustra a Figura 6. Estes dados foram transmitidos para um sistema de aquisição de dados “QuantumX” e visualizados através do software “CatmanEasy”, ambos da HBM. Com esse sistema foi possível à obtenção de curvas de força versus deslocamento. A opção em utilizar célula de carga juntamente com um transdutor de deslocamento (LVDT) foi com intuito de se obter resultados complementares sobre os ensaios no que se refere aos incrementos de carga com os deslizamentos relativos entre o aço e concreto e os tipos de rupturas. Vale salientar que o objetivo principal do método é obter a força máxima necessária para retirar a barra do concreto, podendo em uma fase posterior de implementação em campo ser utilizada apenas uma célula de carga com capacidade de leitura equivalente a carga do cilindro hidráulico acoplada a um visor digital ou analógico de carga.

Figura 8 – Tipo de ruptura por fendilhamento do concreto observada no método APULOT com molde PET. (a) vista frontal e (b) vista lateral dos corpos de prova

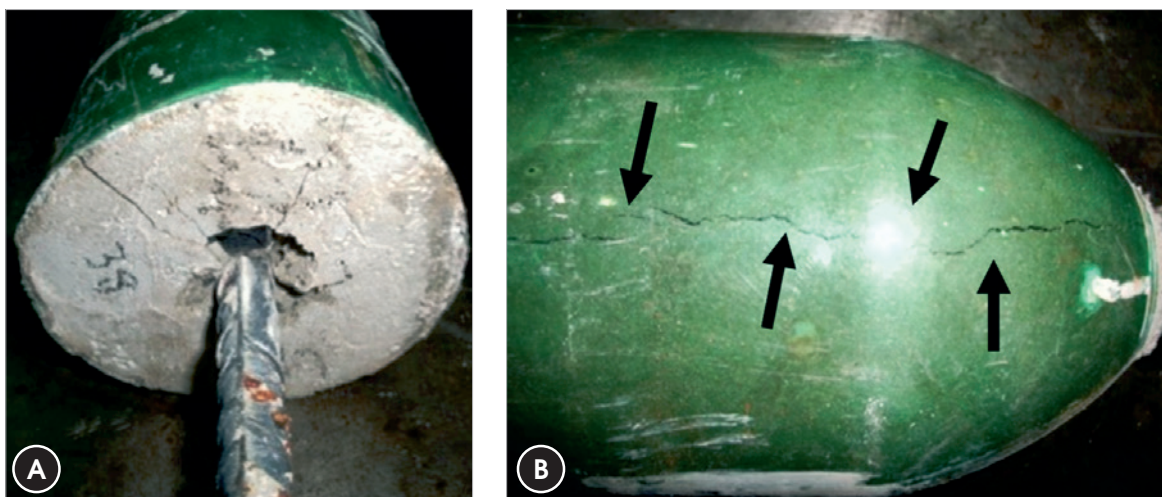
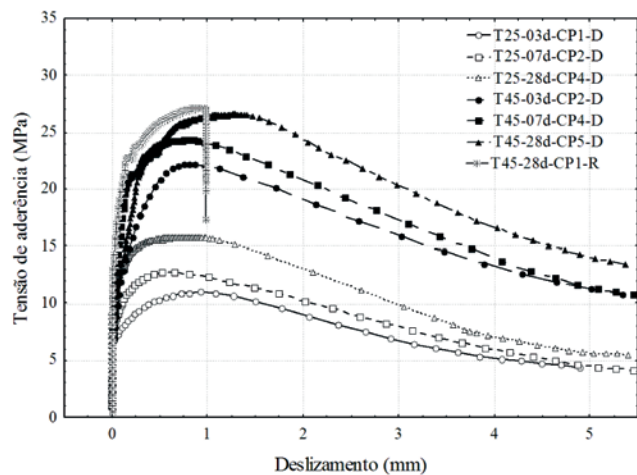
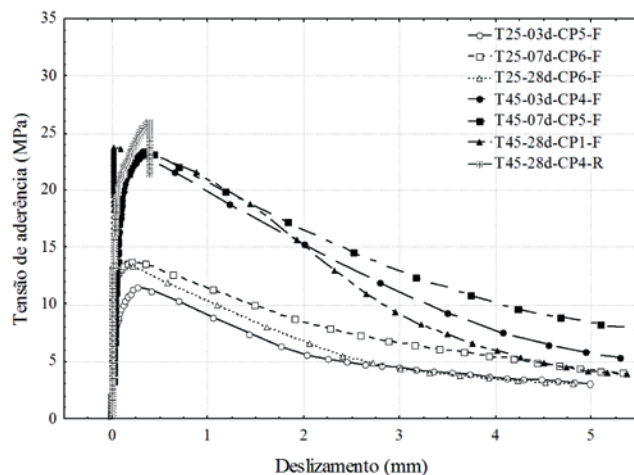


Figura 9 – Método APULOT com molde PET- Ø=8,0 mm



Para estudar a aderência aço-concreto APULOT foram ensaiados duas composições de concreto (T25 e T45), três idades de ruptura (3 dias, 7 dias e 28 dias) e três diâmetros de barras de aço CA-50 (8 mm e 10 mm e 12,5 mm). Para cada combinação descrita acima, foram ensaiados oito corpos de prova, totalizando 144 ensaios. Vale salientar que para todas as concretagens realizadas a resistência à compressão axial do concreto foi verificada usando corpos de prova cilíndricos (Ø10x20cm), cujos resultados foram apresentados no artigo anterior (parte 1)[4]. Com a realização dos ensaios foram obtidas as intensidades das forças em função do deslizamento da barra de aço. De acordo com as recomendações da CEB/FIP RC6:1983[3], com este valor de força dividido pela área lateral de ancoragem da barra, calculou-se a tensão de aderência (τ_b), como mostra a Equação 2.

Figura 11 – Método APULOT com molde PET- Ø=10,0 mm (F)



$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_{exp}} \quad (2)$$

Onde F é a força de arrancamento, Ø é o diâmetro da barra de aço e l_{exp} é o comprimento de ancoragem do ensaio. Vale ressaltar que a tensão máxima de aderência (τ_{bmax}) foi calculada com base na força máxima de arrancamento.

4. Resultados e discussões

Apresentam-se nesta seção os resultados obtidos nos ensaios APULOT, onde são analisados o comportamento mecânico das

Figura 10 – Método APULOT com molde PET- Ø=10,0 mm (D)

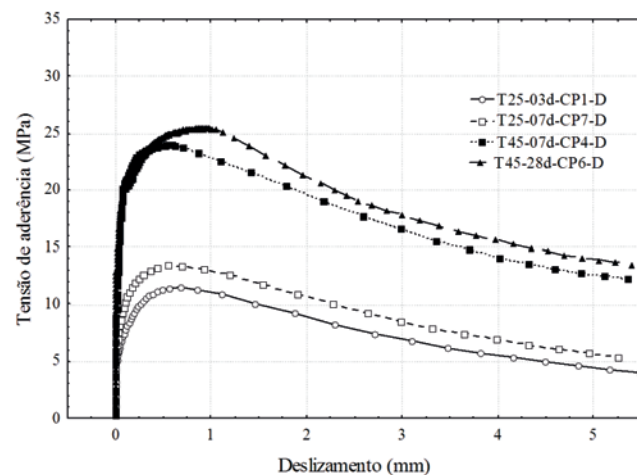
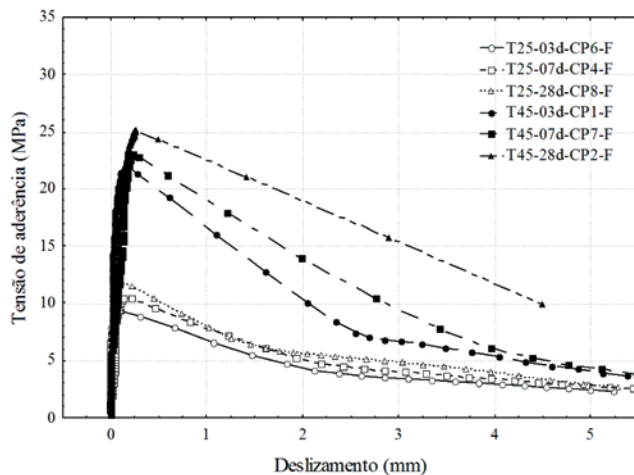


Figura 12 – Método APULOT com molde PET- Ø=12,5 mm

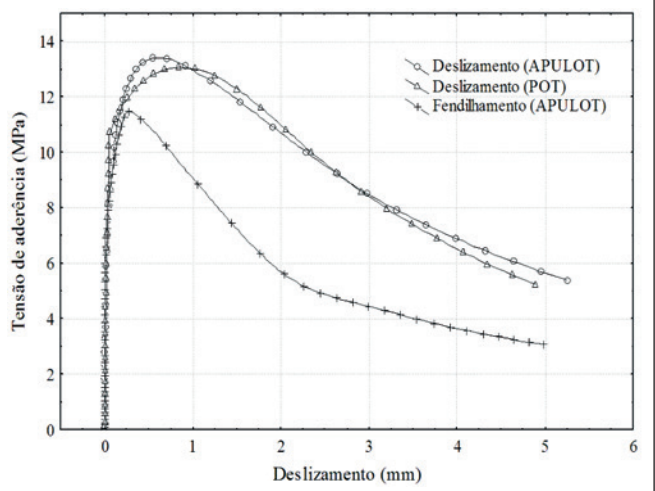


barras de aço arrancadas do concreto através de curvas de deslizamento em função da tensão de aderência e a correlação entre a tensão máxima de aderência com a resistência à compressão axial do concreto.

4.1 Curvas de tensão de aderência versus o deslizamento da barra de aço

Na avaliação do comportamento mecânico da ruptura dos corpos de prova, através das curvas de deslizamento versus tensão de aderência, constatou-se em quais corpos de prova ocorreram o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, o fendilhamento do concreto ou a ruptura da barra de aço. Verificou-se que o tipo de ruptura ocorreu de forma distinta: nas barras de aço com diâmetro de 8,0 mm observa-se que a grande maioria dos corpos de prova (96%) obtiveram deslizamento da barra de aço em relação ao concreto; nas barras de 10,0 mm houve deslizamento da barra de aço em relação ao concreto em 75% dos casos; enquanto que nas barras de 12,5 mm todos os corpos de prova sofreram ruptura por fendilhamento do concreto. As Figuras 7(a) e 7(b) mostram o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto

Figura 13 – Exemplo do tipo de ruptura por deslizamento e o tipo de ruptura por fendilhamento



antes e após o ensaio APULOT e as Figuras 8(a) e 8(b) mostram o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto no ensaio APULOT. As Figuras 9, 10, 11 e 12 mostram as diferenças das curvas de tensão de aderência versus deslizamento em função da composição e idade do concreto para o método APULOT, com molde PET e com barras de 8 mm, 10 mm e 12,5 mm respectivamente.

Na Figura 9, onde estão as curvas obtidas para os ensaios com barras de 8,0 mm, observa-se que ocorreu o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto em todas as idades para os corpos de prova com T25 e que com os corpos de prova com T45 obteve-se o tipo de ruptura por deslizamento aos 3 e 7 dias e aos 28 dias notou-se que além do deslizamento ocorreu o escoamento do aço, sendo que um corpo de prova da série ocorreu a ruptura do aço, como mostra a Figura 9. Na Figura 10 estão às curvas obtidas para os ensaios com barras de 10,0 mm onde se observou o tipo de ruptura por deslizamento da barra de aço em relação ao concreto para T25 e T45, já na Figura 11 estão às curvas obtidas para os ensaios com barras de 10,0 mm onde se observou o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto para T25 e T45 e também mostra a ruptura do aço em um corpo de prova da série. Na Figura 12 estão às curvas obtidas para os ensaios com barras de 12,5 mm, onde se observou o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto em todos os ensaios.

A Tabela 1 apresenta os tipos de rupturas observadas nos corpos de prova APULOT, onde a letra "D" significa que ocorreu deslizamento da barra de aço em relação ao concreto; a letra "F" significa que ocorreu fendilhamento do corpo de prova de concreto e a letra "R" significa que ocorreu ruptura da barra de aço.

Nota-se que o fendilhamento ocorreu em 100% das barras com diâmetro de 12,5 mm e em 23% das barras com diâmetro de 10,0 mm e apenas em 4% das barras de 8,0 mm, evidenciando uma zona de transição entre o deslizamento da barra de aço e o fendilhamento do concreto entre a relação $dec/\varnothing > 4,5$ e $c/\varnothing < 5,75$, sendo c/\varnothing a relação do cobrimento de concreto ao redor da barra de aço. Este fato está relacionado com o molde de garrafa PET utilizado, o qual não apresentou dimensões adequadas para suportar as tensões provocadas com o aumento do diâmetro das

Tabela 1 – Tipos de rupturas observadas nos corpos de prova APULOT

Descrição Composição - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Idade (dias)	D	F	R
T25 - 8,0	5,75	3	7	1	0
		7	8	0	0
		28	8	0	0
T45 - 8,0	5,75	3	8	0	0
		7	8	0	0
		28	7	0	1
TOTAL			96%	2%	2%
Descrição Composição - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Idade (dias)	D	F	R
T25 - 10,0	4,50	3	6	2	0
		7	7	1	0
		28	4	4	0
T45 - 10,0	4,50	3	7	1	0
		7	7	1	0
		28	5	2	1
TOTAL			75%	23%	2%
Descrição Composição - \varnothing (mm)	(c/ \varnothing)	Idade (dias)	D	F	R
T25 - 12,5	3,50	3	0	0	8
		7	0	0	8
		28	0	0	8
T45 - 12,5	3,50	3	0	0	8
		7	0	0	8
		28	0	0	8
TOTAL			0%	0%	100%

Tabela 2 - Valores de tensão máxima de aderência obtidos nos ensaios APULOT e valores de resistência à compressão axial, juntamente com o desvio padrão

Composição de concreto	Idade (dias)	f_{cm} (MPa)	$\varnothing=8$ mm	$\varnothing=10$ mm	$\varnothing=12,5$ mm
			$\tau_{bm\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (Mpa)	$\tau_{bm\acute{a}x}$ (Mpa)
T25	3	16,7±1,1	11,16±0,92	11,66±0,53	9,25±0,25
T25	7	21,1±1,6	13,34±1,00	13,27±0,37	10,53±0,34
T25	28	28,0±1,8	15,55±0,76	14,43±0,47	11,94±0,95
T45	3	33,1±1,5	22,73±1,66	23,02±0,90	21,69±1,09
T45	7	40,5±1,7	24,48±0,83	23,98±0,77	23,11±0,78
T45	28	49,9±1,8	26,06±1,16	25,65±1,12	24,91±1,41

barras. Esses resultados vem ao encontro dos obtidos por Makini et al. (2010)[12] que mostrou que para ocorrer o tipo de ruptura por deslizamento a relação $c/\varnothing \geq 5$. Outros autores, como Torre-Casanova et al. (2013)[20] mostraram que a relação $c/\varnothing > 4,5$ é necessária para ocorrer rupturas por deslizamento da barra de aço. A Figura 13 mostra um exemplo do tipo de ruptura por deslizamento e o tipo de ruptura por fendilhamento, evidenciando que no ensaio POT ou APULOT a tensão máxima de aderência é equivalente, desde que mantidas as condições adequadas de confinamento (relação c/\varnothing) e o tipo de ruptura por deslizamento.

Com o comportamento mecânico dos corpos de prova analisados por meio das curvas de deslizamento em função da tensão de aderência, foi realizada uma análise da correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão axial do concreto. Entretanto, como exemplificado no fluxograma da Figura 2, a metodologia APULOT não se aplica aos corpos de prova que apresentaram tipo de ruptura por fendilhamento do concreto e/ou ruptura da barra de aço, deste modo, esses resultados são excluídos da curva de correlação.

Figura 14 - Valores gerais de tensão máxima de aderência obtidos nos ensaios APULOT

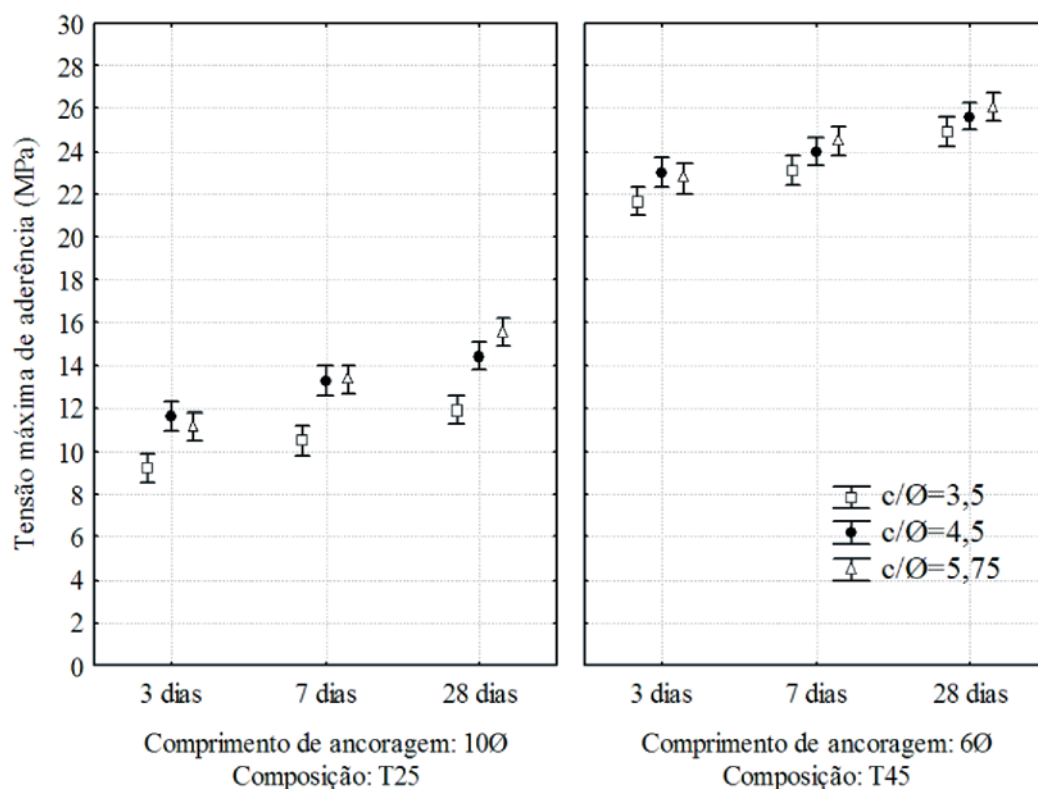
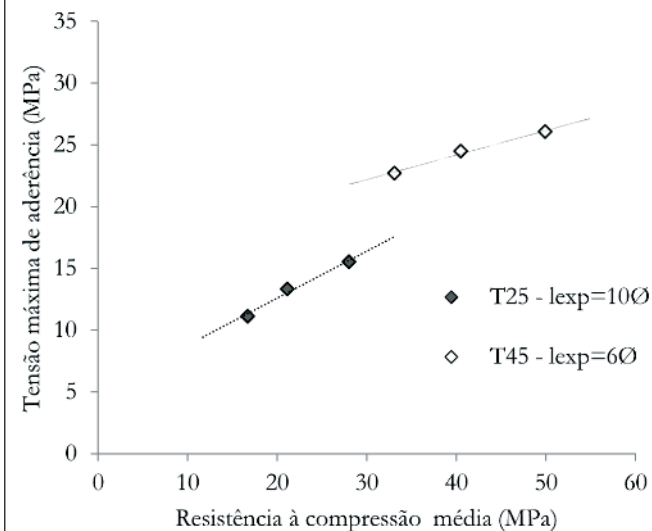


Figura 15 - Correlação entre a resistência à compressão (f_{cm}) e a tensão máxima de aderência ($\tau_{b,m\acute{a}x}$)



4.2 Análise da correlação entre a tensão máxima de aderência ($\tau_{b,m\acute{a}x}$) e a resistência à compressão (f_c)

A Tabela 2 e a Figura 14 exibem os resultados obtidos nos ensaios de aderência APULOT, assim como a composição e idade do concreto, os resultados de compressão axial e o diâmetro da barra de aço. No entanto vale salientar que a análise de correlação entre as variáveis f_c e $\tau_{b,m\acute{a}x}$ é válida somente para os resultados onde foi constatado o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, desde modo os resultados com $\varnothing=10$ mm e $\varnothing=12,5$ mm ficaram comprometidos, pois nestes resultados observou-se o fendilhamento e a ruptura da barra de aço em alguns casos.

Com intuito de aplicar a metodologia APULOT, restringindo-se aos resultados onde foram observados o deslizamento do aço em relação ao concreto, o gráfico da Figura 15 mostra as duas composições (T25 e T45) para os resultados com $\varnothing=8$ mm. Observa-se na Figura 15 a ocorrência de uma não linearidade entre a mudança do comprimento de ancoragem de $6\varnothing$ para $10\varnothing$, esta modificação no comprimento de ancoragem gerou duas famílias de curvas de correlação entre as variáveis $\tau_{b,m\acute{a}x} \times f_{cm}$, ou seja, os resultados deixaram claro que há necessidade de fixar esse parâmetro na me-

todologia do ensaio, pois a correlação é melhor se o comprimento de ancoragem for fixado.

Com a finalidade de correlacionar a resistência à compressão axial do concreto com a tensão máxima de aderência aço-concreto, foram realizadas regressões lineares entre os valores de resistência à compressão e de aderência. Cabe destacar que foi efetuada uma regressão linear específica para cada comprimento de ancoragem distinto, como explicado anteriormente. A Tabela 3 mostra as regressões e os valores dos coeficientes de correlação obtidos para as barras de 8,0 mm. Nota-se que os coeficientes de determinação (R^2) obtiveram valores satisfatórios, ou seja, valores próximos do valor 1. Do mesmo modo constata-se que todos os coeficientes angulares obtidos são sempre positivos, ou seja, se observa uma tendência de comportamento marcante, caracterizada por um aumento da tensão máxima de aderência proporcional ao acréscimo da resistência à compressão axial do concreto, na faixa de resistência testada.

4.3 Padronização da metodologia APULOT

A maioria dos métodos utilizados no controle de qualidade do concreto armado tem suas metodologias pré-definidas em normalizações específicas. Estas metodologias normalizadas têm como objetivo padronizar os ensaios, ou seja, melhorar a reprodutibilidade e acurácia das respostas obtidas dos mesmos, diminuindo os erros e as incertezas inerentes ao procedimento. Pode-se dizer que a metodologia APULOT ainda está em fase de experimentação, portanto testar parâmetros que influenciam na resposta do ensaio é de fundamental importância para o bom desenvolvimento do método. Sendo assim, sabe-se que os procedimentos de preparação do molde, preparação da barra de aço, adensamento do concreto no molde, procedimentos de desmoldagem, estocagem e cura dos corpos de prova antes da data do ensaio são fundamentais para a adequada resposta do método. Considerados esses pontos, procurou-se fixar parâmetros para o ensaio APULOT como medida de padronização e comparação para ensaios futuros, como mostra a Tabela 4.

Como podemos observar na Tabela 4, a metodologia APULOT exige definições de determinados parâmetros e não se podem comparar resultados com distintos modelos. Em outras palavras, a fixação é de suma importância para o bom desempenho da metodologia APULOT na estimativa da resistência à compressão.

5. Conclusões

As curvas de correlação obtidas nesta pesquisa fortalecem a proposta do método de Lorrain e Barbosa (2011)[1] e [2] de

Tabela 3 - Equações das retas da regressão linear e os respectivos coeficientes de correlação

Diâmetro (mm)	Composição de concreto	Intervalo de resistência à compressão (MPa)	Comprimento de ancoragem	Regressão linear	Coefficiente de correlação
8	T25	16,7 à 28,0	10Ø	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,38 f_{cm} + 4,9$	$R^2 = 0,98$
8	T45	33,1 à 49,9	6Ø	$\tau_{b,m\acute{a}x} = 0,20 f_{cm} + 16,3$	$R^2 = 0,97$

Tabela 4 – Parâmetros para a padronização do método de ensaio em campo

Parâmetros do método		Possibilidades	Modelo 1 (APULOT)
Molde	1	Material constituinte do molde para o corpo de prova (a) Metálico, (b) fibra de náilon, (c) madeira ou (d) PET	(d) PET
	2	Formato do molde para o corpo de prova (a) Cilíndrico, (b) cúbico ou (c) prismático	(a) Cilíndrico
Preparação e moldagem do ensaio	3	Comprimento de ancoragem (l_e) $3\phi \leq l_e \leq 10\phi$	5ϕ
	4	Relação do cobrimento de concreto ao redor da barra de aço (c/ϕ) $c/\phi > 5$	5,75
	5	Disposição da barra na hora do lançamento do concreto (a) Horizontal ou (b) Vertical	(b) Vertical
	6	Adensamento do concreto no molde (a) Mecânico com mesa vibratória ou (b) Manual com haste metálica	(b) Manual com haste metálica
	7	Quantidade de corpos de prova ≥ 2 corpos de prova por exemplar	–
Barras de aço	8	Tipo de configuração geométrica das nervuras das barras CA-50 Tipo 1, 2, 3 ... etc.	Tipo 1 (ilustrada na parte 1 deste artigo (4))
	9	Diâmetro da barra de aço CA-50 (a) $\phi=8$ mm; (b) $\phi=10$ mm; (c) $\phi=12,5$ mm...etc.	(a) 8 mm
	10	Estado em que se encontra a superfície da barra (a) Sem oxidação superficial ou (b) com oxidação superficial	(a) Sem oxidação superficial
Concreto	11	Resistência à compressão do concreto Grupo 1: $f_c \leq 50$ MPa Grupo 2: $50 < f_c \leq 100$ MPa ABNT NBR 8953:2011	Grupo 1: C15; C20; C25; C30; C35; C40; C45; C50. Grupo 2: C55; C60; C70
	12	Dimensão máxima característica dos agregados $4x$ menor que a dimensão mínima do molde	$D_{max} \leq 25$ mm
Desmoldagem, cura e estocagem	13	Tempo para desmoldagem ≥ 24 h	24h
	14	Cura e estocagem dos corpos de prova (a) Apenas armazenado longe das intempéries; (b) Câmara úmida com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa do ar superior a 95%; (c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$	(c) Solução saturada de hidróxido de cálcio com temperatura de $23 \pm 2^\circ\text{C}$
	15	Idade de ruptura ≥ 3 dias	7 dias
Execução dos ensaios	16	Tipo de carregamento (a) Pull-out ou (b) Push-in	(a) Pull-out
	17	Taxa de carregamento Velocidade com controle ou não	Velocidade com controle manual. Duração do ensaio não inferior a 60s
	18	Tipo de ruptura (a) Deslizamento; (b) Fendilhamento concreto; (c) Ruptura da barra	(a) Deslizamento

tornar os ensaios de aderência em ensaios de qualificação do concreto armado em razão da boa proporcionalidade da resistência a compressão axial e a tensão máxima de aderência. A análise da correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão para o ensaio APULOT com $\varnothing=8$ mm, permite concluir que os ensaios de aderência são adequados para estimar a resistência à compressão axial do concreto, desde que respeitados os parâmetros apresentados na Tabela 4, principalmente a relação entre o cobrimento de concreto ao redor da barra e o diâmetro da barra (c/\varnothing) que necessariamente deve ser maior que 5 para ocorrer o tipo de ruptura por deslizamento.

Para a aplicação da metodologia APULOT com diâmetros de barras de 10,0 mm e 12,5 mm é necessário aumentar o cobrimento de concreto ao redor das barras, garantindo o tipo de ruptura por deslizamento. Em outras palavras, o aumento do diâmetro dos moldes torna-se imprescindível para aplicação da metodologia ilustrada na Figura 2.

A resposta do método para o concreto ensaiado aos 7 dias o torna especificamente atrativo quando se busca subsídios para tomadas de decisões referentes a concretos não-conformes logo nas primeiras idades. A padronização do método apresentada na Tabela 4 é essencial para sua adequada implementação e comparação de resultados de pesquisas posteriores.

Por fim acredita-se que com a desmistificação do ensaio de aderência apropriado, o mesmo se tornará de grande auxílio ao controle de qualidade em obras de concreto, possibilitando incrementar o controle de forma pouco onerosa em canteiro de obras. Entretanto para o método ser normalizado e aplicado com segurança em canteiros de obras há necessidade de numerosos testes e repetições para verificações das limitações e abrangências no que se refere a tipos de materiais diferentes aplicados em locais distintos.

6. Agradecimentos

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo); Ao CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico); Ao LCEC (Laboratório CESP de Engenharia Civil - Ilha Solteira/SP); Ao Laboratório Central de Engenharia Civil da UNESP - Ilha Solteira/SP; À empresa ArcelorMittal que forneceu as barras de aço; À empresa Holcim do Brasil pelo fornecimento do cimento; À empresa Grace Concrete Products pelo fornecimento do superplastificante.

7. Referências bibliográficas

- [1] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto & Construções, São Paulo, Nº51, 3º trimestre, p. 52-57, 2008.
- [2] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 4, 2011.
- [3] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcement steel - 2 Pull-out test. Paris, 1983.
- [4] VALE SILVA, B.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L. C. P.; LORRAIN, M.S.. Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: part 1. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 6, p. 715-736, 2013.
- [5] ALVAREZ, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser (IBK Bericht 236), 1998.
- [6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills, 2003.
- [7] BARBOSA, M.P. ; GASPARETO, K. ; VALE SILVA, B. ; SILVA FILHO, L. C. P. ; LORRAIN, M. . Experiências sobre a influência da corrosão superficial das armaduras nos ensaios de aderência APULOT. In: CONPAT 2011 - Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y el Congreso de Control de Calidad en la Construcción, 2011, ANTIGUA-GUATEMALA. ANAIS DO CONPAT 2011. GUATEMALA, p. 17-24.2011.
- [8] DAL BOSCO, V. I. ; VALE SILVA, B. ; TROIAN, P. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Comparativo experimental entre os métodos de ensaios pull-out e push-out para determinação da tensão de aderência aço-concreto. In: 54º Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/AL. Anais do 54º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2012.
- [9] LORRAIN, M. ; CAETANO, L. F. ; VALE SILVA, B. ; GOMES, L.E.S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L. C. P. . Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, WASHINGTON, D C. CHIGACO: 3rd FIB International Congress FIB, 2010.
- [10] SILVA FILHO, L. C. P. ; VALE SILVA, B. ; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L.E.S. ; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing, 2012, Brescia, Italy. General aspects of bond, Vol. 1. 2012.
- [11] VALE SILVA, B. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. ; LORRAIN, M. ; DAL BOSCO, V. I. Correlação entre a tensão última de aderência e a resistência do concreto usando ensaio APULOT : avaliação do efeito de variação do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011, Florianópolis/SC. Anais do 53º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2011.
- [12] MAKNI, M.; DAOUD, A.; KARRAY, M. A.; LORRAIN, M.. Towards a standard pull-out test specimen: geometrical specifications. 3rd fib International Congress. Washington D. C., FIB, 2010.
- [13] VALE SILVA, B. ; LORENZI, A. ; BARBOSA, M.P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Análise dos resultados de ensaios de aderência aço-concreto através da utilização de redes neurais artificiais. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [14] BARBOSA, M. P. ; PEREIRA, J.B.; LORRAIN, M.; Análise experimental e avaliação da influência da resistência à compressão do concreto no ensaio de aderência APULOT. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado/RS. Anais do 55º CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.

- [15] GARCÍA-TAENGUA E.; MARTÍ-VARGAS J. R.; SERNA-ROS P. Bond of reinforcement in concrete applied to concrete quality control: The Bottle Bond Test. *Strain*, v.50, p.57–67, 2014
- [16] CALDERARO, R. P.; BARBOSA, M.P. Aderência Aço-Concreto: Análise experimental da influência da variação da geometria da garrafa PET e do cobrimento do concreto ao redor da barra de aço. In: 54° Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, Maceió/Al Anais do 54° CBC. São Paulo/SP: IBRACON, 2013.
- [17] TAVARES, A. J. Aderência aço-concreto: Análise numérica dos ensaios pull-out e APULOT. 2012. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2012.
- [18] TAVARES, A. J.; BARBOSA, M. P.; BITTENCOURT T. N.; LORRAIN, M.. Bond steel-concrete: simulation analysis of the pull-out tests and APULOT using the program ATENA. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 7, p. 138-157, 2014.
- [19] VALE SILVA, B. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2010.
- [20] TORRE-CASANOVA A.; JASON L.; DAVENNE L.; PINELLI X.. Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure. *Engineering Fracture Mechanics*, v.97, p 92–104, 2013.

8. Nomenclatura

APULOT - Appropriate PULL-Out Test;

F - Força aplicada no arrancamento (kN);

l_{exp} - Comprimento de ancoragem experimental (mm);

\varnothing - Diâmetro da barra de aço (mm);

POT - Pull-Out Test (RILEM/CEB/FIP RC6: 1983 [4]);

f_c - Resistência à compressão axial (MPa);

f_{cm} - Resistência à compressão axial média (MPa);

f_{sy} - Resistência ao escoamento do aço (MPa);

τ_b - Tensão de aderência entre o aço e o concreto (MPa);

$\tau_{b,máx}$ - Tensão máxima de aderência entre o aço e o concreto (MPa).

Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames

Análise não linear física e geométrica de pórticos de concreto armado

E. PARENTE JR ^a
evandro@ufc.br

G. V. NOGUEIRA ^a
geovanneviana@gmail.com

M. MEIRELES NETO ^a
marcelomeirelesneto@gmail.com

L. S. MOREIRA ^a
leandrosmcivil@gmail.com

Abstract

The analysis of reinforced concrete structures until failure requires the consideration of geometric and material nonlinearities. However, nonlinear analysis is much more complex and costly than linear analysis. In order to obtain a computationally efficient approach to nonlinear analysis of reinforced concrete structures, this work presents the formulation of a nonlinear plane frame element. Geometric nonlinearity is considered using the co-rotational approach and material nonlinearity is included using appropriate constitutive relations for concrete and steel. The integration of stress resultants and tangent constitutive matrix is carried out by the automatic subdivision of the cross-section and the application of the Gauss quadrature in each subdivision. The formulation and computational implementation are validated using experimental results available in the literature. Excellent results were obtained.

Keywords: concrete structures, nonlinear analysis, plane frames, finite element method.

Resumo

A análise de estruturas de concreto armado até à ruína requer a consideração das não linearidades física e geométrica. Contudo, a análise não linear é mais complexa e possui custo computacional mais elevado que a análise linear. Com objetivo de obter uma alternativa eficiente para a análise não linear de estruturas reticuladas de concreto armado, este trabalho apresenta a formulação de um elemento finito de pórtico plano não linear. A não linearidade geométrica é tratada através do uso da formulação corrotacional e a não linearidade física é considerada através do uso de relações constitutivas apropriadas para o concreto e o aço. A integração dos esforços e da matriz constitutiva tangente é realizada pela subdivisão automática da seção transversal em faixas seguida pela uso da quadratura de Gauss em cada faixa. A formulação e implementação computacional são validadas através da comparação com resultados experimentais, tendo sido obtidos excelentes resultados.

Palavras-chave: estruturas de concreto, análise não linear, pórticos planos, método dos elementos finitos.

^a Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

1. Introduction

The structures of reinforced concrete buildings are constituted mainly of beams and columns rigidly connected, forming plane frames. The simulation of the behavior of these structures in a realistic way, especially near failure, requires the consideration of material nonlinearity, due to the presence of effects such as concrete cracking and reinforcement yielding, as well geometric nonlinearity, due to large displacements and high compressive forces. The search for more economical designs, the use of high strength materials and slender structures has increased the importance of nonlinear analysis. Concrete has a highly complex mechanical behavior. Thus, plane and solid elements with two and three dimensional constitutive models have been used in the computational modeling of lab tests. These constitutive models allow representing the effects of stress state on concrete behavior, leading to an excellent agreement of the numerical and experimental load-displacement curves [11]. However, this approach is not feasible for the analysis of building structures formed by a large number of members (columns and beams) due to the high computational cost, besides the difficulty of geometric modeling and mesh generation. On the other hand, the design of building structures is generally carried out using linear analysis and frame elements. The effect of nonlinearity is considered approximately using the secant modulus to represent the material nonlinearity and the parameter γ_2 to estimate the second-order effects (geometric nonlinearity) [1]. In order to perform the nonlinear analysis of reinforced concrete reticulated structures simple and efficient way, this paper presents the formulation of a plane frame finite element for geometrical and material nonlinear analysis. The geometric nonlinearity is consid-

ered by using the co-rotational formulation, allowing the analysis of structures with large displacements and rotations.

The material nonlinearity is considered using nonlinear stress-strain relationships for steel and concrete in compression presented in standards NBR 6118:2007 [1] and Eurocode 2:2004 [7]. The contribution of the concrete in tension (*tension stiffening*) is considered using the CEB model [10]. A new method for the integration of stresses and the constitutive matrix over reinforced concrete cross-sections is proposed in this paper. This method is based on the automatic subdivision of the cross-section in accordance with the ranges of the stress-strain curves and the use of Gaussian quadrature for each segment, resulting in a simple, efficient and accurate formulation. Moreover, this method is independent of the stress-strain curve adopted.

The formulations and implementations are evaluated through comparison with experimental and numerical results available in the literature. This work presents an assessment of the influence of the finite element discretization and the number of points used for cross-section integration.

2. Plane frame co-rotational finite element

The equilibrium of a structure under external loading occurs when the internal forces generated by the deformation equilibrates the external forces applied. Therefore, the equilibrium must be written in the deformed configuration of the structure. When displacements are small, changes in geometry are negligible and the equilibrium can be written in the undeformed configuration. On the other hand, the geometric nonlinear analysis should be used when the displacements and rotations are large and the equilibrium needs to be written in the deformed configuration. The geometric nonlinear analysis can be performed using the Lagrangian or co-rotational formulations. The Lagrangian formulations [2] are more appropriate to continuous finite elements, once the use of the Green-Lagrange strains allows filtering the rigid body displacements. However, the application of Lagrangian formulations in frame elements with large displacements and rotations lead to very complex expressions [13]. Thus, most of these elements are limited to the problem of moderate rotations [12][16]. An alternative approach to consideration of large displacements and rotations based on the use of Reissner's deformations was presented in [4]. However, this formulation is very complex, involving interpolation of membrane deformation and curvature along the element.

The co-rotational approach is based on the separation of rigid body displacements from element deformations by using a coordinate system that follows the element [3][6]. This approach was adopted in this work because it allows considering large displacements and rotations in a simple and computationally efficient way, while simplifying the consideration of material nonlinearity, as discussed in the following.

The Figure 1 shows a co-rotational plane frame element with rigid body and deformation displacements. In this figure, the coordinates of nodes 1 and 2 in the global system are given by (x_1, y_1) and (x_2, y_2) , respectively. Figure 2 shows the degrees of freedom of the co-rotational element on the local system and the associated internal forces. This figure shows that there is no rigid body displacements in local system, but only three deformation modes for the plane frame element: one associated to the axial strain (\bar{u}) and two associated to flexural deformations ($\bar{\theta}_1, \bar{\theta}_2$).

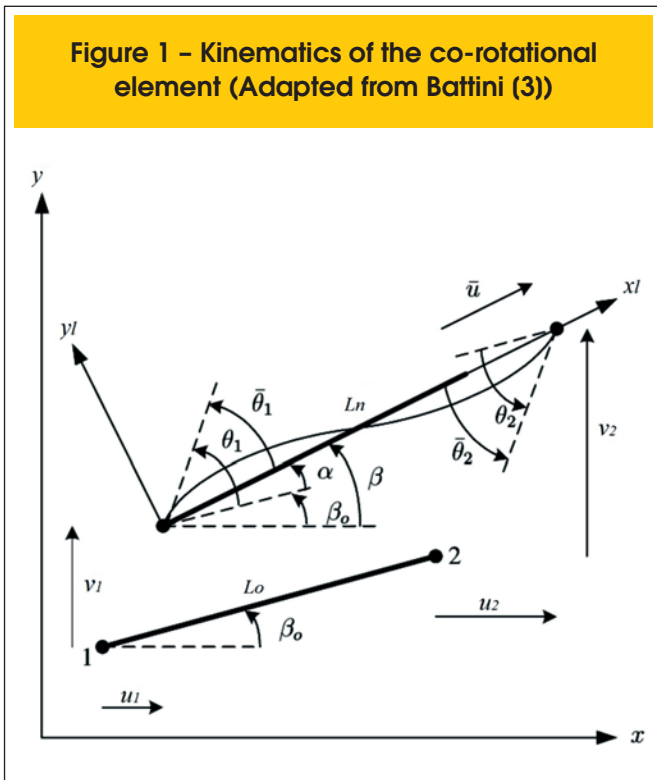
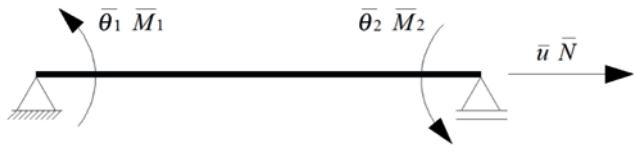


Figure 2 - Degrees of freedom and internal forces of the local element



2.1 Strains

Based on the parameters of Figure 1 and the deformation modes of Figure 2, it is possible to define the displacements due to the deformation of the element as:

$$\begin{aligned} \bar{u} &= L_n - L_0 \\ \bar{\theta}_1 &= \theta_1 - \alpha \\ \bar{\theta}_2 &= \theta_2 - \alpha \end{aligned} \quad (1)$$

where L_n and L_0 are the initial and final lengths respectively, and θ_1 and θ_2 are the global rotations of the nodes 1 and 2, respectively. On the other hand, \bar{u} , $\bar{\theta}_1$ and $\bar{\theta}_2$ are the axial displacement and rotations in the local system. Finally, α indicates the rigid body rotation of element:

$$\alpha = \beta - \beta_0 \quad (2)$$

where β and β_0 are respectively the inclination angles of the element in the global system on final and initial configurations, respectively. The lengths of the elements may be calculated as:

$$\begin{aligned} L_0 &= \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \\ L_n &= \sqrt{\Delta x'^2 + \Delta y'^2} \end{aligned} \quad (3)$$

while

$$\begin{aligned} \Delta x &= x_2 - x_1 \\ \Delta y &= y_2 - y_1 \\ \Delta x' &= x'_2 - x'_1 = (x_2 - x_1) + (u_2 - u_1) \\ \Delta y' &= y'_2 - y'_1 = (y_2 - y_1) + (v_2 - v_1) \end{aligned} \quad (4)$$

An important step of the co-rotational formulation is the separation of total rotations in a rigid body rotations and deformational rotations. Starting from Equation (2), it is possible write:

$$\begin{aligned} \text{sen}\alpha &= \text{sen}(\beta - \beta_0) = s \cdot c_0 - c \cdot s_0 \\ \text{cos}\alpha &= \text{cos}(\beta - \beta_0) = c \cdot c_0 + s \cdot s_0 \end{aligned} \quad (5)$$

where the sines and cosines of the inclination angles of the elements are calculated as:

$$\begin{aligned} c_0 &= \text{cos} \beta_0 = \Delta x / L_0 \\ s_0 &= \text{sen} \beta_0 = \Delta y / L_0 \\ c &= \text{cos} \beta = \Delta x' / L_n \\ s &= \text{sen} \beta = \Delta y' / L_n \end{aligned} \quad (6)$$

It should be noted that Equation (5) can evaluate the rigid body rotation of the element provided that α is within the range $[-\pi, \pi]$, which represents large rotations when compared to the rotations experienced by most concrete structures.

However, to determine the rigid body rotation, regardless its magnitude, it is possible update the rigid rotation every load increased by the expression:

$$\alpha = \alpha_a + \Delta\alpha \quad (7)$$

which α_a corresponds to the previous rigid body rotation and the rotation increment $\Delta\alpha$ is defined as:

$$\Delta\alpha = \beta - \beta_a \quad (8)$$

while β_a is the inclination angle of the previous increment. Comparing these last two equations, the rotation increment can be obtained from Equation (5), provided that β is replaced by β_a and α by $\Delta\alpha$. This approach works because even when the total rigid rotation is large, since the rotation increment in each load step is generally small.

2.2 Local-global transformation

The analysis of the complete structure is carried out in the global system. In the co-rotational formulation, the element internal force vector and the stiffness matrix are computed in the local system and transformed to global system. This transformation will be performed using the Principle of Virtual Work (PVW). The vector of displacements on the local system is given by:

$$\bar{\mathbf{u}} = [\bar{u} \quad \bar{\theta}_1 \quad \bar{\theta}_2]^T \quad (9)$$

while the vector of displacements on the global system is given by:

$$\mathbf{u} = [u_1 \quad v_1 \quad \theta_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \theta_2]^T \quad (10)$$

Using Equation (1), it is possible write the virtual displacements on the local system as:

$$\delta \bar{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \delta \bar{u} \\ \delta \bar{\theta}_1 \\ \delta \bar{\theta}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta L_n \\ \delta \theta_1 - \delta \beta \\ \delta \theta_2 - \delta \beta \end{bmatrix} \quad (11)$$

Using Equations (3) and (4):

$$L_n^2 = (x'_2 - x'_1)^2 + (y'_2 - y'_1)^2 \quad (12)$$

Thus:

$$2L_n \delta L_n = 2\Delta x' (\delta u_2 - \delta u_1) + 2\Delta y' (\delta v_2 - \delta v_1) \quad (13)$$

Considering Equation (6), the variation of the element length can be written as:

$$\delta L_n = \mathbf{r}^T \delta \mathbf{u} \Rightarrow \mathbf{r}^T = [-c \quad -s \quad 0 \quad c \quad s \quad 0] \quad (14)$$

The angle β is given from Equation (6):

$$\text{sen } \beta = \frac{\Delta y'}{L_n} = \frac{\Delta y + v_2 - v_1}{L_n} \quad (15)$$

Making a variation of this expression and some algebraic manipulations:

$$\delta \beta = \frac{\mathbf{z}^T}{L_n} \delta \mathbf{u} \Rightarrow \mathbf{z}^T = [s \quad -c \quad 0 \quad -s \quad c \quad 0] \quad (16)$$

Finally, the transformation between global and local displacements is obtained by the substitution of Equations (14) and (16) in Equation (11). The result of this operation can be written in matrix form as:

$$\delta \bar{\mathbf{u}} = \mathbf{T} \delta \mathbf{u} \quad (17)$$

where \mathbf{T} is the transformation matrix defined by:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} -c & -s & 0 & c & s & 0 \\ -s/L_n & c/L_n & 1 & s/L_n & -c/L_n & 0 \\ -s/L_n & c/L_n & 0 & s/L_n & -c/L_n & 1 \end{bmatrix} \quad (18)$$

According to Figure 2, the internal force vector on the local system is given by:

$$\bar{\mathbf{g}} = \begin{bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M}_1 \\ \bar{M}_2 \end{bmatrix} \quad (19)$$

As the work is a scalar, the internal virtual work is the same in any system. Thus:

$$\delta U = \delta \mathbf{u}^T \mathbf{g} = \delta \bar{\mathbf{u}}^T \bar{\mathbf{g}} \quad (20)$$

Substituting Equation (17) in the above expression, we obtain an equation to transform the internal force vector of the element from the local system to the global system:

$$\mathbf{g} = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} \quad (21)$$

The determination of the internal force vector on the global system considering the material nonlinearity will be discussed later.

The solution of the nonlinear equations of equilibrium is normally performed using the Newton-Raphson Method [2][6], which requires the use of the tangent stiffness matrix \mathbf{K}_t . This matrix relates the increment of internal forces with the displacement increment:

$$d\mathbf{g} = \mathbf{K}_t d\mathbf{u} \quad (22)$$

Therefore, the determination of the stiffness matrix on the global system can be performed by differentiation of Equation (21):

$$d\mathbf{g} = \mathbf{T}^T d\bar{\mathbf{g}} + d\mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} = \mathbf{K}_e d\mathbf{u} + \mathbf{K}_g d\mathbf{u} \quad (23)$$

which \mathbf{K}_e corresponds to the dependent portion of the material stiff-

ness matrix and \mathbf{K}_g to the geometric stiffness matrix or the initial stress matrix. Therefore, the tangent stiffness matrix is given by:

$$\mathbf{K}_t = \mathbf{K}_e + \mathbf{K}_g \quad (24)$$

The tangent stiffness matrix of the local system $\bar{\mathbf{K}}_t$ relates the increment of displacements and forces in this system:

$$d\bar{\mathbf{g}} = \bar{\mathbf{K}}_t d\bar{\mathbf{u}} \quad (25)$$

The determination of the stiffness matrix on global system considering the material nonlinearity will be discussed later. Using Equations (17) and (23) we obtain the expression of the matrix \mathbf{K}_e on the global system, which is symmetrical whenever that the local stiffness matrix is symmetric:

$$\mathbf{K}_e = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{K}}_t \mathbf{T} \quad (26)$$

Finally, the geometric stiffness matrix comes from the second part of Equation (23) corresponding to the variation of the transformation matrix:

$$\mathbf{K}_g d\mathbf{u} = d\mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} = \bar{N} dt_1 + \bar{M}_1 dt_2 + \bar{M}_2 dt_3 \quad (27)$$

where \mathbf{t}_k indicates the column k of the matrix \mathbf{T}^T . The transformation matrix defined in Equation (18) can be written as a function of vectors \mathbf{r} and \mathbf{z} defined in Equations (14) and (16), respectively. Differentiating this expressions:

$$\begin{aligned} d\mathbf{r} &= \mathbf{z} d\beta \\ d\mathbf{z} &= -\mathbf{r} d\beta \end{aligned} \quad (28)$$

Therefore, the geometric stiffness matrix on the global system is given by

$$\mathbf{K}_g = \bar{N} \frac{\mathbf{z}\mathbf{z}^T}{L_n} + \frac{(\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{L_n^2} (\mathbf{r}\mathbf{z}^T + \mathbf{z}\mathbf{r}^T) \quad (29)$$

It should be noted that this matrix is always symmetrical.

2.3 Local element

It is important emphasize that transformations between the local

and global systems are independent of the type of element used on the local system, provided that the degrees of freedom and internal forces of the element are represented in Figure 2. This allows the use of different theories for the formulation of the local element, while the internal force vector and the stiffness matrix on the global system are obtained using Equations (18), (21), (24), (26) and (29).

In this paper, the local element is based on the Classical Beam Theory (Euler-Bernoulli). According to this theory, the cross sections of the beams remain plane and perpendicular to the longitudinal axis when the beams deform, since the shear strain is neglected. Using this hypothesis, it can be shown that the strain in the direction of the bar axis (ϵ_x) can be written as:

$$\epsilon_x = \epsilon_m - y\kappa \quad (30)$$

where ϵ_m is the strain in the centroid of the cross section (membrane strain), κ is the curvature of the bar, and y is the vertical distance from a given point to the centroid of the cross-section. Therefore, we can define the of generalized strain vector (ϵ) as:

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_m \\ \kappa \end{bmatrix} \quad (31)$$

In the analysis of framed structures is more convenient to work with stress resultants (i.e. generalized stresses) than with the stresses directly. The normal force N corresponds to the axial force in the bar:

$$N = \int_A \sigma_x dA \quad (32)$$

where σ_x is the normal stress in the axial direction and A is the cross-section area. The bending moment M is the resultant of the moments generated by stresses around the horizontal axis of the cross-section:

$$M = \int_A (-y\sigma_x) dA \quad (33)$$

In order to simplify the notation, the stress resultants can be grouped in the vector of generalized stresses (σ):

$$\sigma = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} \quad (34)$$

The formulation of nonlinear finite elements is usually developed through the Principle of Virtual Work. In the case of the classical theory of beams:

$$\delta U = \int_V \delta \epsilon_x \sigma_x dV = \int_L \delta \epsilon^T \sigma dx \tag{35}$$

The formulation of this element includes the calculation of strains (ϵ), internal forces ($\bar{\mathbf{g}}$) and tangent stiffness matrix ($\bar{\mathbf{K}}_t$). The generalized strains within the element are given by:

$$\begin{aligned} \epsilon_m &= u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2 \\ \kappa &= v_{,xx} \end{aligned} \tag{36}$$

where u is the axial displacement and v is the transversal displacement. It is important that the expression of the curvature is linear because the rotations in the local system are always small. On the other hand, the membrane strain is nonlinear, incorporating the effect of transversal displacements through the use of the Green-Lagrange strain. Alternatively, it could be considered only the linear portion of the membrane strain, since the transversal displacements on the local system are small. However, the use of the Green-Lagrange strain on the local system makes the element more accurate.

Due to the order of the derivatives appearing in Equation (36), the axial displacement u requires interpolation functions with continuity C^0 and transverse displacement v requires functions with continuity C^1 [5]. Therefore, the displacements inside the element are interpolated from the local displacements using the expression:

$$\begin{aligned} u &= L_2 \bar{u} \\ v &= H_2 \bar{\theta}_1 + H_4 \bar{\theta}_2 \end{aligned} \tag{37}$$

where L_2 is a linear Lagrange polynomial while H_2 and H_4 are the Hermite polynomials [5]. In the range of $0 \leq x \leq L$, these functions are defined as:

$$\begin{aligned} L_2 &= \frac{x}{L} \\ H_2 &= x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \\ H_4 &= -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \end{aligned} \tag{38}$$

In order to avoid the membrane locking due to unbalance of the axial and transverse terms [6], we use the average membrane deformation:

$$\epsilon_m = \frac{1}{L} \int_L \left(u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2 \right) dx \tag{39}$$

Using Equation (37) and integrating the resulting expressions, we arrive at:

$$\epsilon_m = \frac{\bar{u}}{L} + \frac{1}{30} (2\bar{\theta}_1^2 - \bar{\theta}_1 \bar{\theta}_2 + 2\bar{\theta}_2^2) \tag{40}$$

Due this method, the axial deformation is constant along the element. Using Equation (1) it is verified that $\bar{u} = L_n - L$, therefore the first term of the axial strain corresponds to the variation of the distance between the element nodes, similarly to a truss element, while the second term represents the transverse displacement effect due to the bending of the element.

Using Equations (36), (37) and (40), we can write the generalized deformations:

$$\epsilon = \mathbf{B} \bar{\mathbf{u}} \tag{41}$$

where

$$\mathbf{B} = \mathbf{B}_0 + \frac{1}{2} \mathbf{B}_L \tag{42}$$

while

$$\mathbf{B}_0 = \begin{bmatrix} 1/L & 0 & 0 \\ 0 & H_{2,xx} & H_{4,xx} \end{bmatrix} \tag{43}$$

and

$$\mathbf{B}_L = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4\bar{\theta}_1 - \bar{\theta}_2}{30} & \frac{4\bar{\theta}_2 - \bar{\theta}_1}{30} \end{bmatrix} \tag{44}$$

The virtual strain can be obtained by the variation of Equation (41):

$$\delta \epsilon = \bar{\mathbf{B}} \delta \bar{\mathbf{u}} \tag{45}$$

where

$$\bar{\mathbf{B}} = \mathbf{B}_0 + \mathbf{B}_L \tag{46}$$

Finally, using these equations, we can write the internal virtual work as:

$$\delta U = \delta \bar{\mathbf{u}}^T \bar{\mathbf{g}} = \int_0^L \delta \boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dx = \delta \bar{\mathbf{u}}^T \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \boldsymbol{\sigma} dx \quad (47)$$

Therefore, the internal force vector is given by:

$$\bar{\mathbf{g}} = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \boldsymbol{\sigma} dx \quad (48)$$

The tangent stiffness matrix is obtained by differentiating the above equation with respect to nodal displacements:

$$\bar{\mathbf{K}}_t = \frac{\partial \bar{\mathbf{g}}}{\partial \bar{\mathbf{u}}} = \bar{\mathbf{K}}_e + \bar{\mathbf{K}}_g \quad (49)$$

The stiffness matrix $\bar{\mathbf{K}}_e$ is given by:

$$\bar{\mathbf{K}}_e = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx \quad (50)$$

This matrix can be written as:

$$\bar{\mathbf{K}}_e = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \mathbf{C}_t \bar{\mathbf{B}} dx \quad (51)$$

where \mathbf{C}_t is the tangent constitutive matrix that relates increments of generalized stresses and strains:

$$\mathbf{C}_t = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \overline{EA} & \overline{ES} \\ \overline{ES} & \overline{EI} \end{bmatrix} \quad (52)$$

Differentiating the generalized strains (N and M) in relation to generalized deformations ($\boldsymbol{\varepsilon}_m$ and $\boldsymbol{\kappa}$) we arrive at:

$$\begin{aligned} \overline{EA} &= \int_A E_t dA \\ \overline{ES} &= -\int_A E_t y dA \\ \overline{EI} &= \int_A E_t y^2 dA \end{aligned} \quad (53)$$

which E_t corresponds to the tangent modulus of the stress-strain curve:

$$E_t = \frac{d\sigma_x}{d\varepsilon_x} \quad (54)$$

Finally, the geometric stiffness matrix of the element in the local system is given by:

$$\mathbf{K}_g = \int_0^L \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} \boldsymbol{\sigma} dx = \int_0^L N \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_m^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx + \int_0^L M \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_b^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx \quad (55)$$

where $\bar{\mathbf{B}}_m$ and $\bar{\mathbf{B}}_b$ represents the first and second row of the matrix $\bar{\mathbf{B}}$, respectively. The $\bar{\mathbf{B}}_b$ matrix does not depend of the displacements, so its derivative is zero. The second term is obtained by differentiating the Equations (44) and (46):

$$\mathbf{A} = \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_m^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4/30 & -1/30 \\ 0 & -1/30 & 4/30 \end{bmatrix} \quad (56)$$

Since the matrix \mathbf{A} is constant, the local geometric stiffness matrix can be written as:

$$\bar{\mathbf{K}}_g = \mathbf{A} \int_0^L N dx \quad (57)$$

3. Material nonlinearity

In the present work, the steel reinforcement is considered as elastic-perfectly plastic (Figure 3a), both in tension and compression. This model has only two parameters (the elastic modulus E_s and yield strength f_y) and shows good agreement with experimental results.

Two stress-strain relations were adopted to represent the behavior of compressed concrete: the parabola-rectangle curve [1] (Figure 3b) and the curve recommended by Eurocode 2: 2004 [7] for non-linear analysis (Figure 3c). The equation that represents the parabolic portion of the parabola-rectangle diagram (PR) is

$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{2\%} \right)^2 \right] \quad (58)$$

where f_c is the compressive strength and ε_c is the concrete strain. This expression is valid for $0 \leq \varepsilon_c \leq 2\%$. The stress-strain curve for the concrete in compression given by Eurocode 2:2004 [7] (EC2) is

$$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right] \quad (59)$$

where f_{cm} is the compressive strength, $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$, where

ϵ_{c1} is the strain at peak stress, $k = 1.05 E_{cm} |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$ and E_{cm} is the secant modulus corresponding to $0.4 f_{cm}$ stress, as indicated in Figure 3c. Equation (59) is valid for $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{c1}|$, where $|\epsilon_{c1}| = 3.5\%$. It is important to note that this curve considers the softening of concrete after the peak stress, while the parabola-curved rectangle considers a constant stress between 2% and 3.5% . For both curves it is considered the concrete is completely crushed ($\sigma_c = 0$) for strains greater than 3.5% .

The behavior of plain concrete under uniaxial tensile stresses can be represented by a bilinear curve [1], where after the first crack the concrete loses all resistance. However, in reinforced concrete, tensile stresses between cracks can be transmitted from the steel to the concrete around the steel bar by means of bond stresses between reinforcement and adjacent concrete. This effect is known as *tension stiffening* [17].

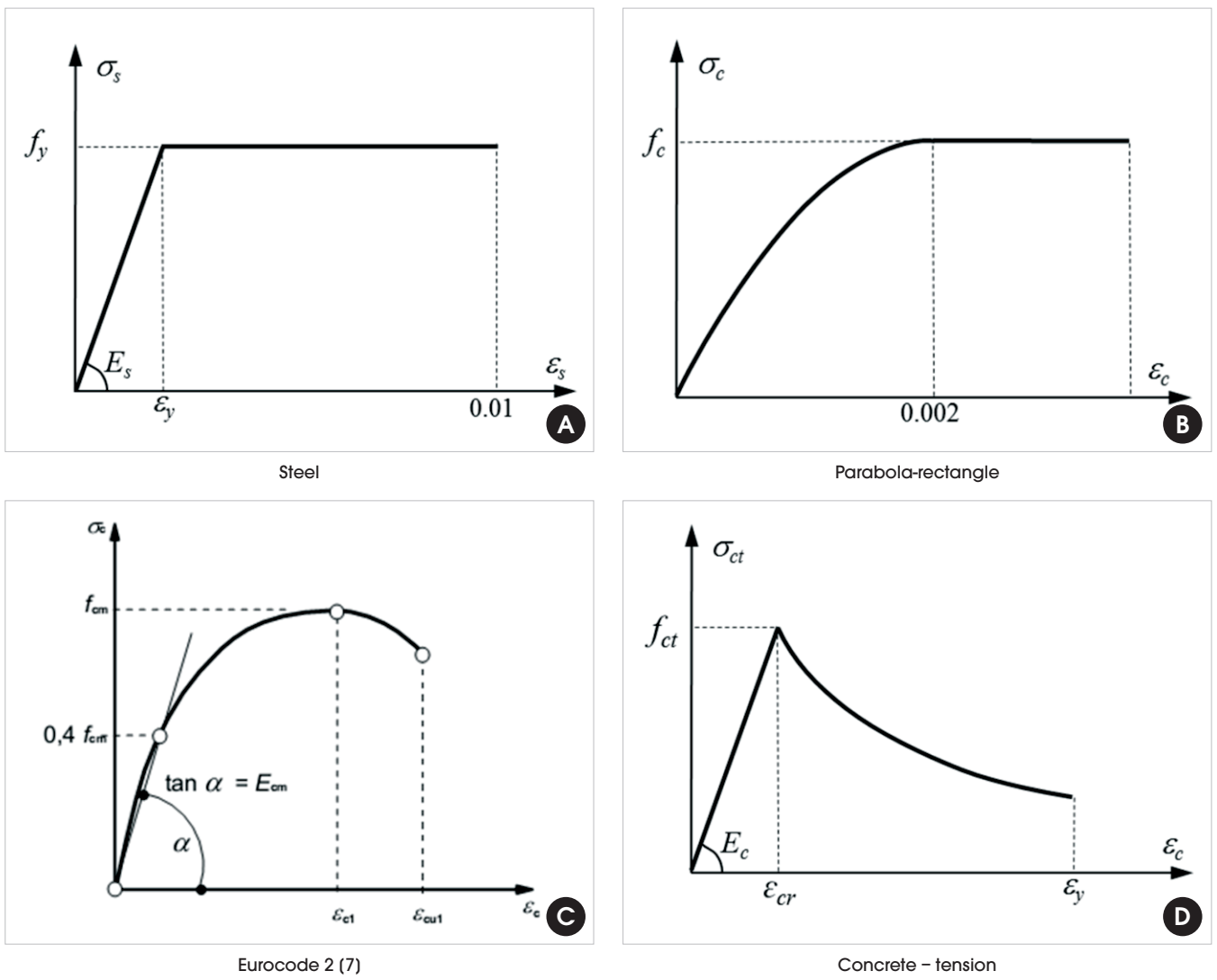
In this work, the tension stiffening is considered using the formula-

tion presented in [10]. This formulation is based on the CEB model, developed from tests of reinforced concrete specimens subjected to uniaxial tension. In the adopted model, the tensile stresses (σ_{ct}) in the cracked concrete are calculated by the expression:

$$\sigma_{ct} = -\frac{\rho}{2} E_s \epsilon_c + \sqrt{\left(\frac{\rho}{2} E_s \epsilon_c\right)^2 + f_{ct}^2 (1 + \eta \rho)} \quad (60)$$

where f_{ct} is the tensile strength of concrete, $\eta = E_s / E_c$ and ρ is the effective reinforcement ratio ($\rho = A_s / A_{c,ef}$), where $A_{c,ef}$ is the effective concrete area (i.e. the area contributing to tension stiffening). The CEB-FIP 1990 recommends using $A_{c,ef} = 2.5b(h-d)$, where b is the cross-section width, h is the height, and d is the effective depth of reinforcement. The stress-strain relation of ten-

Figure 3 – Stress-strain curves



sioned concrete (TS) is composed of a linear curve until cracking ($s_{cr} = f_{cr}$) followed by a softening portion, given by Equation (60), until the yield of rebars (e_r). This curve is illustrated in Figure 3d. It is important to note that the formulations presented in this paper allow the adoption of different stress-strain curves to model the behavior of steel and concrete. Thus, the stress-strain relationships described in this section and represented in Figure 3 were chosen for computer implementation due to its wide use in literature and good agreement with experimental results.

3.1 Cross-section integration

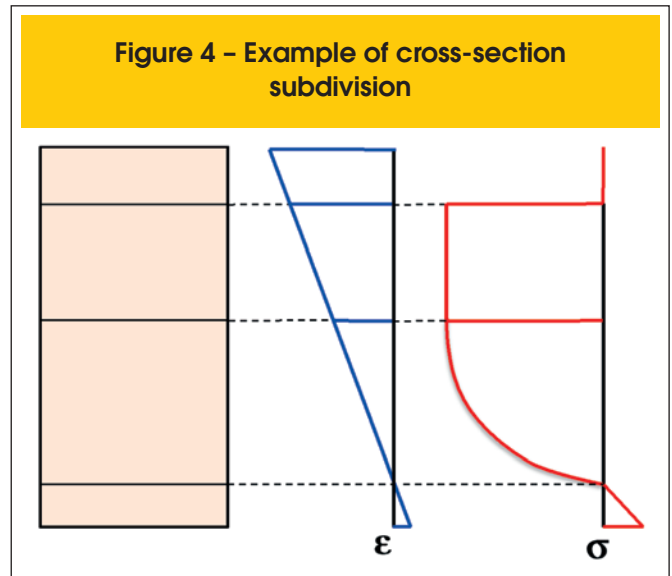
After the evaluation of the generalized cross-section strains (ϵ_m e κ), the stresses can be computed using the steel and concrete constitutive models. The generalized stresses (σ) and tangent constitutive matrix (C_t), defined by Equations (32), (33), (34), (52) and (53), are obtained by integration of stresses and tangent modulus over the cross-section. In the case of linear elastic material these integrations are simple and can be carried out analytically. Additionally, the constituent matrix is constant, allowing the internal force vector and stiffness matrix defined by Equations (48), (51) e (57), to be integrated analytically, resulting in simple expressions in terms of generalized stresses (stress resultants) and the mechanical properties of the cross section (EA e EI).

On the other hand, for piecewise nonlinear stress-strain curves, as those adopted in this work, the analytical integration is complex, difficult to implement and prone to errors due to the need for obtaining and coding various expressions specific to each curve, as carried out in [12]. An efficient implementation of this strategy for stress-strain curves defined by piecewise polynomials up to third degree was presented in [15].

Due to the complexity of analytical integration, usually the computation of stress resultants and constitutive tangent matrix is performed by numerical integration using the Gauss or Lobatto quadrature [6]. This computational approach is easy to implement, because the same procedure is used for any stress-strain curve. Additionally, these quadratures produce exact results for polynomial curves, provided that the appropriate number of integration points is used, and show rapid convergence to the exact integral when the stress-strain curve is smooth (i.e. continuously differentiable). However, the curves used to describe the behavior of concrete are usually piecewise defined functions, not being continuously differentiable. In some cases, such as occurs after rupture by tension or compression, these curves can even be discontinuous. In this case, it is necessary to use a high number of integration points for obtaining a suitable accuracy, increasing the computational cost.

Other integration technique widely used is the Fiber Method [14], also known as Layer Method for plane problems. In this method, the cross section is divided into a number of horizontal layers. In each layer, σ e E_t are assumed constant with the values calculated at the center of the layer. Thus, integration is carried out summing up the contribution of each layer. This method is also simple and independent of the stress-strain curve used, but requires a large number of layers for accurate results, resulting in a high computational cost.

In [4] a mixed technique was proposed, where the cross section is divided into a predefined number of thick layers of constant height, as in the Layer Method, but within each layer the integrations are performed using the Gauss quadrature. Unfortunately, in this method each layer may contain different portions of the stress-strain



curve, causing the integrands to be not smooth. Therefore, it is necessary to use a large number of Gauss points in each layer to obtain satisfactory results.

Considering the shortcomings of the existing methods, this work proposes the ASGI (*Automatic Subdivision with Gauss Integration*) Method for integration of stress resultants and tangent constitutive matrix over reinforced concrete cross-sections subjected to monotonic loading and whose stress-strain curves are defined by piecewise functions. This method is computationally efficient, easy to implement, and numerically accurate. The ASGI Method is based on the subdivision of the cross section on segments of variable size whose limits are defined according to the limits of each interval of the stress-strain curve, as illustrated in Figure 4. The algorithm used for automatic subdivision of the cross-section is shown in Figure 5.

After cross section subdivision using the proposed algorithm, the stress-strain curve within each segment is continuously differentiable. Therefore, the stress resultants and constitutive tangent matrix can be integrated with high precision on each segment using the Gauss quadrature. Tables containing the parametric coordinates (r_k) in the interval [-1, 1] and weights (w_k) of Gauss points are presented in [2] and [5]. To use the Gauss quadrature, vertical coordinates (y) within each segment are interpolated using the parametric coordinate r :

$$y = \frac{y_{i+1} + y_i}{2} + \frac{y_{i+1} - y_i}{2} r \Rightarrow dy = \frac{h_i}{2} dr \tag{61}$$

where $h_i = y_{i+1} - y_i$ represents the height of each layer. In the proposed procedure, the bending moment is calculated by summing up the contribution of each segment:

$$M = \sum_{i=1}^n M_i, \quad M_i = - \sum_{k=1}^{np} w_k y_k \sigma_k b_k \frac{h_i}{2} \tag{62}$$

Figura 5 – Algoritmo de subdivisão da seção

Given the strain limits ($\bar{\epsilon}_j$) of each interval of the stress-strain curve, the membrane strain (ϵ_m) and curvature (κ) of the cross-section:

- 1) Evaluate the bottom (ϵ_b) and top strains (ϵ_t) using Equation (30) and the coordinates of the bottom (y_b) and top (y_t) of cross-section;
- 2) Determine the strain intervals f_b and f_t containing ϵ_b and ϵ_t , respectively;
- 3) Evaluate the number of segments: $n = \lfloor f_t - f_b \rfloor + 1$;
- 4) Set $y_1 = y_b$ and $y_{n+1} = y_t$;
- 5) For $i = 2$ to n evaluate the limits of each segment:
 - if ($f_t > f_b$) $j = f_b - 2 + i$
 - else $j = f_b + 1 - i$
 - $y_i = (\epsilon_m - \bar{\epsilon}_j) / \kappa$

where n is the number of segments, np is the number of Gauss points in each segment, y_k is the vertical coordinate of the Gauss point, computed substituting r_k in Equation (61), S_k is the stress at the Gauss point and b_k is the corresponding cross section width at the Gauss point. The axial force and tangent constitutive matrix integrals are computed in the same way.

It is important to note that the ASGI Method based on the use of Equation (62), generate exact results when the stress-strain curves of all segments are polynomials, provided that the appropriate number of Gauss points is used. Since the maximum degree (g) of the polynomial exactly integrated by Gaussian quadrature is given by $g = 2np - 1$, only one Gauss point is required for segments with constant σ and two points for a segment where σ is parabolic. In the case of non-polynomial curves, as Equation (59), the proposed procedure is not exact, but it generate highly accurate results even using only 3 or 4 Gauss points, as will be shown in the examples. The contribution of steel reinforcement is calculated by considering a uniform stress distribution in each rebar, since the diameter of these bars is small. Thus, the strain is evaluated at the center of each bar using Equation (30) and the corresponding stress is computed using the stress-strain relationship shown in Figure 3a. Thus, the reinforcement contribution to the bending moment is calculated from:

$$M_s = - \sum_{i=1}^m \Delta\sigma_i y_i A s_i \tag{63}$$

where m is the number of steel bars, $A s_i$ is the area of each bar, y_i is the coordinate of the center of each bar and $\Delta\sigma_i = \sigma_{s_i} - \sigma_{c_i}$ is the difference between the steel and concrete stresses, respectively. An identical procedure is applied to the other integrals. In the case of materially nonlinear analysis, the variation of the stress resultants and the tangent matrix along the length of the element is not explicitly known, which prevents the integrals defined

in Equations (48), (51) and (57), to be computed analytically. Thus, the internal force vector and the element stiffness matrix in the local system are calculated using the Gaussian quadrature with 2 integration points with along the length of the element.

4. Results and discussion

The formulations described previously were evaluated by comparison of obtained results with numerical and experimental results available in the literature. Among the structures analyzed, two were chosen to be presented in this paper, in order to illustrate the behavior of reinforced concrete structures where both nonlinearities (material and geometric) are important and to study the behavior of the finite element and the integration method presented in this work. It is important to note that when the parameters of the stress-strain curves described in Section 3 were not determined experimentally, they were estimated by the expressions:

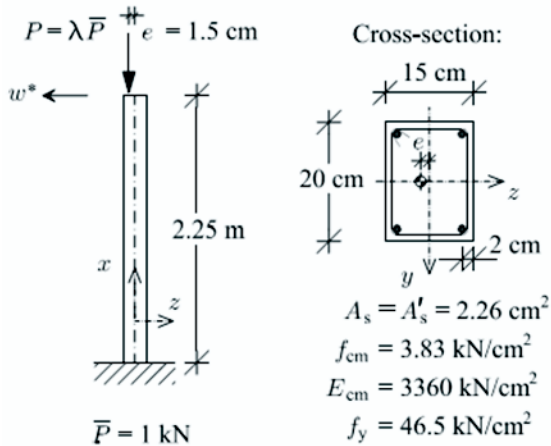
$$\epsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31}, \quad \epsilon_{cu1} = -3.5\text{‰}, \quad E_{cm}(\text{GPa}) = 22 [f_{cm}/10]^{0.3}, \\ E_{ci}(\text{GPa}) = 21.5 [f_{cm}/10]^{1/3}, \quad f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \text{ and } f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [7].}$$

4.1 Column with eccentric loading

This column was subjected to an eccentric load until failure. Geometry, material properties, and loading [4] are shown in Figure 6. The compressive strength is $f_c = 38.3$ MPa. The following properties were used in structural analyses with the EC2 constitutive model: $f_{cm} = 38.3$ MPa [8], $E_{cm} = 33.6$ GPa [8] and $\epsilon_{c1} = -2.3\text{‰}$ [4]. The tensile strength of concrete is $f_{ct} = 2.9315$ MPa and $E_c = 33.639$ GPa. Finally, the steel properties are $f_y = 465$ MPa [8] and $E_s = 200$ GPa [4].

The EC2 model with tension stiffening (TS) and the ASGI Method with $np = 4$ was considered initially. The Displacement Control Method was used for nonlinear analysis with increments of -1mm for the horizontal displacement of the top of the column. In order to study the effect of discretization, the column was modeled using meshes with 1, 2 and 4

Figure 6 - Column with eccentric load: geometry, material and loading (4)



elements, obtaining the maximum loads of 457.52 kN, 460.59 kN and 460.09 kN, respectively. These results are in excellent agreement with the maximum load of 454 kN obtained experimentally [8], showing that the proposed formulation does not require very fine meshes to adequately represent the material and geometric nonlinear behavior of the structure. It is important to note that the maximum load obtained in this work was closer to the experimental load than the maximum load (445 kN) obtained in [4] using the EC2 model without the tension stiffening effect. It was also found that the Newton-Raphson Method presented quadratic convergence, with the number of iterations ranging between 3 and 4 throughout the analysis, even using a very tight tolerance used for convergence (10^{-8}).

Next, the influence of the integration method, number of layers (nf) and Gauss points (np) was assessed using a fixed number of elements (4) and constitutive model (EC2 with TS). The results obtained are shown in Table 1. These results show that the use of 20 layers generate satisfactory results. However, the ASGI Method is more accurate and efficient than the Layer Method, generating better results using just 2 Gauss points per segment than the Layer Method with 20 layers. Additionally, accurate results with six significant figures, which require the use of 600 layers, are obtained using only 3 Gauss points per segment. Note that [4] used 5 lay-

Table 1 - Layer method x ASGI method

nf	P_{max} (kN)	np	P_{max} (kN)
10	457.276	2	459.673
20	459.599	3	460.092
50	459.991	4	460.092
100	460.069	5	460.092
600	460.092	-	-

ers of fixed height and 10 Gauss points in each layer, showing the great advantage of using variable segments evaluated according to the proposed method.

Finally, the column was analyzed using 4 elements and cross-section integration with $np = 4$. Both EC2 and PR models with and without tension stiffening (TS) were used in the analyses. The load-displacement curves are shown in Figure 7. According to the results, the chosen constitutive models can adequately represent the structural behavior of the column. However, the EC2-TS model was the closest to the experimental results presented in [8]. The PR-TS leads to an upper bound of the load-displacement curve, while the EC2 model without TS leads to more flexible results (lower bound).

4.2 Plane frame

This concrete frame was tested in [9]. Geometry, cross-sections and material properties are presented in Figure 8. The other material parameters used in the nonlinear analysis were estimated as described in Section 4. For the PR model, the compressive strength is $f_c = 22.1$ MPa, while for EC2 model: $f_{cm} = 22.1$ MPa, $E_{cm} = 27.909$ GPa and $\epsilon_{c1} = -1,828\%$ [4]. The tension stiffening parameters are $f_{ct} = 1.760$ MPa and $E_c = 28.005$ GPa. The yield strength is $f_y = 388,9$ MPa for columns and $f_y = 403,4$ MPa for beams. The Young's modulus is $E_s = 202$ GPa.

Initially, the plane frame was analyzed using the EC2 model with tension stiffening (EC2-TS) and cross-section integration by the ASGI Method with $np = 4$. The Displacement Control Method was used for nonlinear analysis with increments of -1mm for the horizontal displacement of top-right node. In order to study the effect of discretization, the frame was modeled using meshes with 1, 2, 4 and 8 elements per member, obtaining maximum loads of 152.868 kN, 143.897kN, 141.555 kN and 140.806kN, respectively. These results are in excellent agreement with the maximum load of 141 kN obtained experimentally [9], showing that 4 elements per member is sufficient to adequately represent the materially and geometrically nonlinear behavior of this frame. It is interesting to note that the maximum load obtained in this work is closer to the ex-

Figure 7 - Load-displacement curves of the column with eccentric load

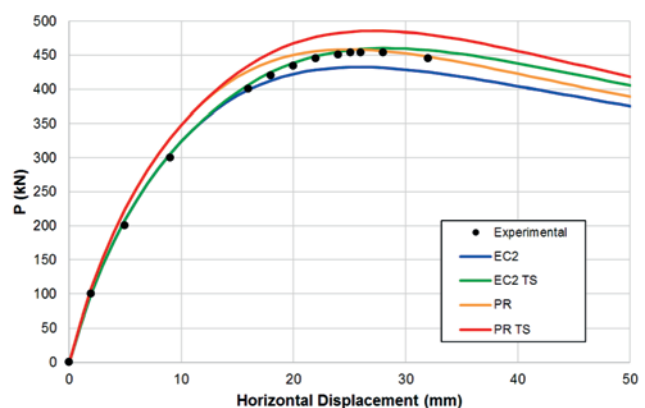
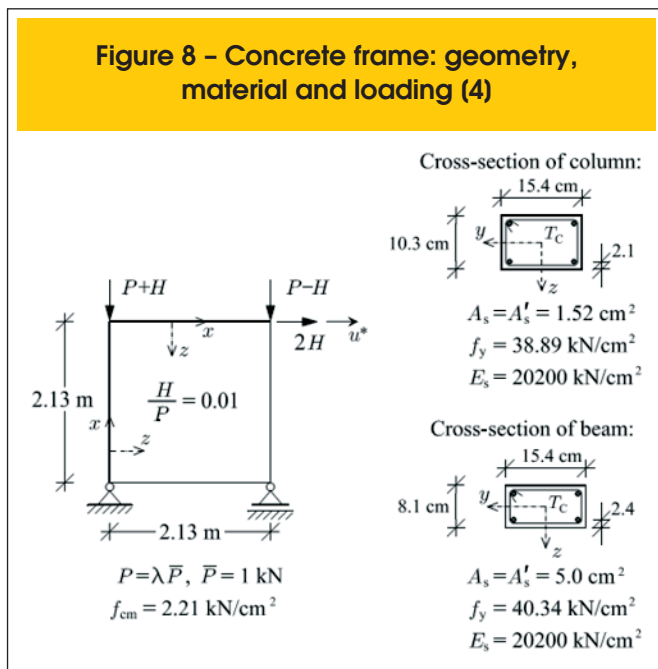


Figure 8 – Concrete frame: geometry, material and loading (4)



perimental value than the maximum load (136.4 kN) obtained in [4] using the EC2 without tension stiffening. Once again, the Newton-Raphson Method presented quadratic convergence, requiring 3 to 4 iterations to convergence throughout the analysis, even using a tight convergence tolerance (10^{-6}).

In this example, the cross-section integration with the Layer Method with $n_f = 10$ or the ASGI Method with $n_p = 2$ generate accurate results with 6 significant figures. However, the ASGI Method is more efficient due to the smaller number of points used in the integration. Finally, the frame was analyzed using 8 finite element per bar and cross-section integration by the ASGI Method with $n_p = 3$. The non-linear analyses were carried out using the EC2 and PR models, with and without tension stiffening (TS). The load-displacement curves are shown in Figure 9. These results shown that all models can adequately represent the structural behavior of this frame. The EC2 model without TS was the one closest to the experimental results [9], but the EC2 with TS was the best with respect to the maximum load. For this structure, the EC2 with TS generate an upper bound for the load-displacement curve, while the PR model without TS leads to a lower bound. It can be noted that the initial stiffness of the models with tension stiffening (TS) is overestimated, indicating that the elasticity modulus of concrete in tension (E_t) is lower than the value estimated using the expressions given in [7].

5. Conclusion

This work presented the formulation of a finite element for material and geometric nonlinear analysis of plane frames, including a new method for integration of stress resultants and tangent constitutive matrix over concrete cross-sections. The formulations and their computational implementations have been validated by comparison with experimental and numerical results available in the literature. All proposed models showed consistent results, representing adequately the behavior observed in the laboratory. However, it was found that the Eurocode 2:2004 [7] model leads to better re-

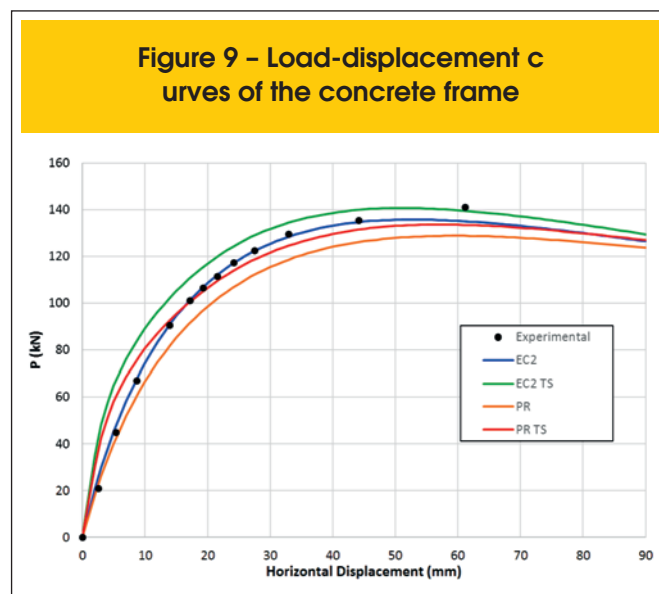
sults than the parabola-rectangle model. The contribution of tension stiffening effect proved important for evaluating the ultimate load of the studied structures. However, the consideration of this effect requires a substantial number of parameters whose experimental determination is normally not performed. This leads to the use of expressions based on correlations that do not always lead to adequate results.

The integration method based on automatic subdivision of the cross section according to the sub-domains of stress-strain curves and application of Gaussian quadrature for each segment is simple, efficient and highly accurate for nonlinear analysis of concrete structures subjected to monotonic loading. Finally, the examples showed that the proposed element leads to good results using only 2 to 4 elements per member. Thus, this element is an efficient alternative for nonlinear analysis of reinforced concrete plane frames, regarding the analysis of structures with a large number of members.

6. References

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2007.
- [02] BATHE, K.J. Finite element procedures. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [03] BATTINI, J.M. Co-rotational beams elements in instability problems. 2002. Phd thesis – Royal Institute of Technology, Sweden.
- [04] BRATINA, M.; SAJE, S.; PLANINC, I. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. International Journal of Solids and Structures, v.41, p.7181-7207, 2004.
- [05] COOK, R.D.; MALKUS, D.S.; PLESHA, M.E. Concepts and Applications of Finite Element Analysis. 4th ed. New York: John Wiley & Sons, 2002.
- [06] CRISFIELD, M.A. Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. New York: John Wiley & Sons, 1991. v.1.

Figure 9 – Load-displacement curves of the concrete frame



- [07] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. Brussels, 2004.
- [08] ESPION, B. Benchmark examples for creep and shrinkage analysis computer programs: creep and shrinkage of concrete. TC 114 RILEM. E&FN Spon, 1993.
- [09] FERGUSON, P.M.; BREEN, J.E. Investigation of the long concrete column in a frame subjected to lateral loads. Symposium on Reinforced Concrete Columns. American Concrete Institute SP-13, 1966.
- [10] HERNÁNDEZ-MONTES, E.; CESETTI, A.; GIL-MARTÍN, L.M. Discussion of "An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members", by Renata S.B. Stramandinoli, Henriette L. La Rovere, *Engineering Structures*, v. 48, p. 763–764, 2013.
- [11] MENIN, R.C.G.; TRAUTWEIN, L.M.; BITTENCOURT, T.N. Modelos de fissuração distribuída em vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.2, n.2, p.166-200, 2009.
- [12] MELO, A. M. C. de Projeto ótimo de pórticos planos de concreto armado. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
- [13] NANAKORN, P.; VU, L.N. A 2D field-consistent beam element for large displacement analysis using the total Lagrangian formulation. *Finite Elements in Analysis and Design*, v.42, p.14-15, 2006.
- [14] SPACONE, E.; FILIPPOU, F.C.; TAUCER, F.F. Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.25, p.711-725, 1996.
- [15] SOUSA JR., J.B.M.; MUNIZ, C.F.D.G. Analytical integration of cross section properties for numerical analysis of reinforced concrete, steel and composite frames. *Engineering Structures*, v. 29 p. 618–625, 2007.
- [16] STRAMANDINOLI, R.S.B. Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- [17] STRAMANDINOLI, R.S.B.; LA ROVERE, H.L. An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members, *Engineering Structures*, v. 30, p. 2069–2080, 2008.

Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames

Análise não linear física e geométrica de pórticos de concreto armado

E. PARENTE JR ^a
evandro@ufc.br

G. V. NOGUEIRA ^a
geovanneviana@gmail.com

M. MEIRELES NETO ^a
marcelomeirelesneto@gmail.com

L. S. MOREIRA ^a
leandrosmcivil@gmail.com

Abstract

The analysis of reinforced concrete structures until failure requires the consideration of geometric and material nonlinearities. However, nonlinear analysis is much more complex and costly than linear analysis. In order to obtain a computationally efficient approach to nonlinear analysis of reinforced concrete structures, this work presents the formulation of a nonlinear plane frame element. Geometric nonlinearity is considered using the co-rotational approach and material nonlinearity is included using appropriate constitutive relations for concrete and steel. The integration of stress resultants and tangent constitutive matrix is carried out by the automatic subdivision of the cross-section and the application of the Gauss quadrature in each subdivision. The formulation and computational implementation are validated using experimental results available in the literature. Excellent results were obtained.

Keywords: concrete structures, nonlinear analysis, plane frames, finite element method.

Resumo

A análise de estruturas de concreto armado até à ruína requer a consideração das não linearidades física e geométrica. Contudo, a análise não linear é mais complexa e possui custo computacional mais elevado que a análise linear. Com objetivo de obter uma alternativa eficiente para a análise não linear de estruturas reticuladas de concreto armado, este trabalho apresenta a formulação de um elemento finito de pórtico plano não linear. A não linearidade geométrica é tratada através do uso da formulação corrotacional e a não linearidade física é considerada através do uso de relações constitutivas apropriadas para o concreto e o aço. A integração dos esforços e da matriz constitutiva tangente é realizada pela subdivisão automática da seção transversal em faixas seguida pela uso da quadratura de Gauss em cada faixa. A formulação e implementação computacional são validadas através da comparação com resultados experimentais, tendo sido obtidos excelentes resultados.

Palavras-chave: estruturas de concreto, análise não linear, pórticos planos, método dos elementos finitos.

^a Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

1. Introdução

As estruturas de edifícios de concreto armado são constituídas principalmente por vigas e pilares ligados de forma rígida formando pórticos. A simulação do comportamento destas estruturas de forma realista, principalmente próximo à ruína requer a consideração da não linearidade física, devido a presença de fenômenos como fissuração do concreto e plastificação da armadura, e geométrica, devido aos grandes deslocamentos e elevados esforços de compressão. A busca por projetos mais econômicos, o uso de materiais de resistência mais elevada e de estruturas mais esbeltas tem aumentado a importância da análise não linear.

O concreto apresenta um comportamento mecânico altamente complexo. Assim, na modelagem computacional de ensaios de laboratório muitas vezes são utilizados elementos planos e sólidos juntamente com modelos constitutivos bi e tridimensionais. Estes modelos permitem representar os efeitos do estado de tensão sobre o comportamento do concreto, levando a uma excelente concordância das curvas carga-deslocamento numéricas e experimentais [11].

Contudo, esta abordagem não é viável na análise de estruturas de edifício formadas por um grande número de vigas e pilares devido ao elevado esforço computacional, além da dificuldade de modelagem geométrica e geração da malha de elementos finitos. Por outro lado, o projeto de estruturas de edifício é realizado utilizando análise linear e modelos de elementos finitos de pórtico. O efeito da não linearidade é considerado de forma aproximada através da utilização da rigidez secante para representar a não linearidade física e o uso do parâmetro γ_z para estimar os efeitos de 2ª ordem (não linearidade geométrica) [1].

Com objetivo de permitir a análise não linear de estruturas reticuladas de concreto armado de forma simples e eficiente, este trabalho apresenta a formulação de um elemento finito de pórtico plano para análise não linear geométrica e física. A não linearidade geométrica é considerada por meio da utilização da formulação corrotacional, permitindo a análise de estruturas com grandes deslocamentos e rotações.

A não linearidade física é considerada utilizando relações tensão-deformação não lineares para o aço e o concreto na compressão apresentadas nas normas NBR 6118:2007 [1] e Eurocode 2:2004 [7]. A contribuição do concreto à tração (*tension stiffening*) é considerado utilizando o modelo do CEB [10]. Um método para a integração das tensões e da matriz constitutiva na seção transversal é proposto neste trabalho. Este método de integração é baseado na subdivisão automática da seção de acordo com os trechos da curva tensão-deformação e uso da quadratura de Gauss em cada trecho, resultando em uma formulação simples, eficiente, de elevada precisão numérica e independente da curva-tensão deformação adotada.

As formulações e implementações são avaliadas através da comparação com resultados numéricos e experimentais disponíveis na literatura. Apresenta-se ainda o estudo da influência do número de elementos utilizado na discretização das barras e do número de pontos de integração utilizado em cada faixa sobre a resposta do modelo numérico proposto.

2. Elemento finito corrotacional de pórtico plano

O equilíbrio de uma estrutura sob efeito de carregamento externo ocorre quando as forças internas geradas pela deformação do elemento equilibram as forças externas aplicadas. Portanto, o equilíbrio deve ser escrito na configuração deformada da estrutura. Quando os deslocamentos são pequenos as mudanças de geometria são desprezíveis e o equilíbrio pode ser escrito na configuração indeformada. Por outro lado, a análise não linear geométrica é utilizada quando os deslocamentos e rotações são grandes e o equilíbrio precisa ser escrito na configuração deformada. A análise não linear geométrica pode ser realizada utilizando a formulação Lagrangiana ou corrotacional. As formulações Lagrangianas [2] são mais utilizadas no caso de elementos finitos contínuos, pois o uso da deformação de Green-Lagrange permite filtrar os deslocamentos de corpo rígido. Contudo, a aplicação das formulações Lagrangianas a elementos de pórtico com grandes deslocamentos e rotações levam a expressões muito complexas [13]. Desta forma, a maior parte destes elementos é restrito ao problema de rotações moderadas [12][16]. Uma alternativa para a consideração de grandes deslocamentos e rotações baseada no uso das deformações de Reissner foi apresentada [4]. Contudo, esta formulação é bastante complexa, envolvendo a interpolação da deformação de membrana e da curvatura ao longo do elemento.

A abordagem corrotacional é baseada na separação dos deslocamentos de corpo rígido das deformações sofridas pelo elemento utilizando um sistema de coordenadas que acompanha o elemento [3][6]. Esta abordagem foi adotada neste trabalho porque permite considerar grandes deslocamentos e rotações de uma forma simples e computacionalmente eficiente, além de simplificar a consideração da não linearidade física, como será discutido adiante.

A Figura 1 mostra um elemento de pórtico plano corrotacional

Figura 1 – Descrição cinemática corrotacional. (Adaptado de Battini (3))

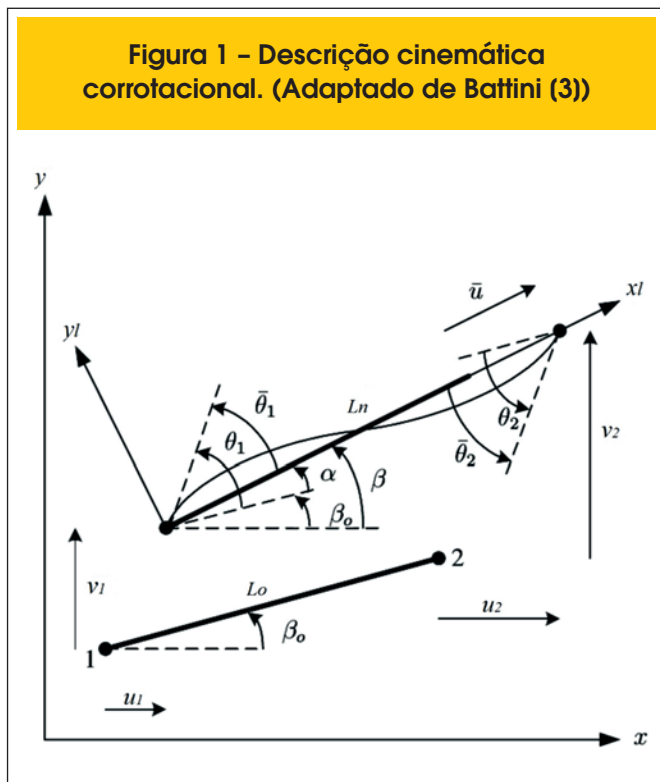
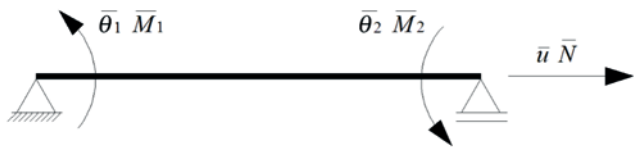


Figura 2 - Graus de liberdade e forças internas do elemento local



sofrendo o deslocamento de corpo rígido e deformação, salientando que as coordenadas dos nós 1 e 2 no sistema global são dadas por (x_1, y_1) e (x_2, y_2) , respectivamente. A Figura 2 mostra os graus de liberdade do elemento corrotacional em seu sistema local bem como suas forças internas associadas. Esta figura mostra que não existem deslocamentos de corpo rígido no sistema local, mas apenas três modos de deformação para o elemento de pórtico plano, sendo um associado à deformação axial (\bar{u}) e dois associados às deformações de flexão ($\bar{\theta}_1, \bar{\theta}_2$).

2.1 Deformações

Com base nos parâmetros da Figura 1 e nos modos de deformação da Figura 2, pode-se definir os deslocamentos devidos às deformações do elemento:

$$\begin{aligned} \bar{u} &= L_n - L_0 \\ \bar{\theta}_1 &= \theta_1 - \alpha \\ \bar{\theta}_2 &= \theta_2 - \alpha \end{aligned} \tag{1}$$

onde L_n e L_0 são os comprimentos final e inicial, respectivamente, e θ_1 e θ_2 são as rotações globais dos nós 1 e 2, respectivamente. Por outro lado, \bar{u} , $\bar{\theta}_1$ e $\bar{\theta}_2$ são o deslocamento axial e as rotações dos nós no sistema local. Por fim, α representa a rotação de corpo rígido do elemento:

$$\alpha = \beta - \beta_0 \tag{2}$$

onde β e β_0 são os ângulos de inclinação do elemento no sistema global nas configurações final e inicial, respectivamente. Os comprimentos dos elementos podem ser calculados como:

$$\begin{aligned} L_0 &= \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \\ L_n &= \sqrt{\Delta x'^2 + \Delta y'^2} \end{aligned} \tag{3}$$

sendo

$$\begin{aligned} \Delta x &= x_2 - x_1 \\ \Delta y &= y_2 - y_1 \\ \Delta x' &= x'_2 - x'_1 = (x_2 - x_1) + (u_2 - u_1) \\ \Delta y' &= y'_2 - y'_1 = (y_2 - y_1) + (v_2 - v_1) \end{aligned} \tag{4}$$

Um importante passo da formulação corrotacional é a separação das rotações totais na parcela de corpo rígido e na parcela associada às deformações. Partindo da Equação (2), pode-se escrever:

$$\begin{aligned} \text{sen} \alpha &= \text{sen}(\beta - \beta_0) = s \cdot c_0 - c \cdot s_0 \\ \text{cos} \alpha &= \text{cos}(\beta - \beta_0) = c \cdot c_0 + s \cdot s_0 \end{aligned} \tag{5}$$

em que os senos e cossenos dos ângulos de inclinação dos elementos são calculados como:

$$\begin{aligned} c_0 &= \text{cos} \beta_0 = \Delta x / L_0 \\ s_0 &= \text{sen} \beta_0 = \Delta y / L_0 \\ c &= \text{cos} \beta = \Delta x' / L_n \\ s &= \text{sen} \beta = \Delta y' / L_n \end{aligned} \tag{6}$$

É importante notar que a Equação (5) é capaz de determinar a rotação rígida da barra desde que α esteja dentro do intervalo de $-\pi$ a π , que é um intervalo grande para rotações quando comparadas às rotações normalmente sofridas pelas estruturas. Contudo, para determinar a rotação rígida, independente da amplitude do ângulo, pode-se atualizar a rotação rígida a cada incremento de carga pela expressão:

$$\alpha = \alpha_a + \Delta \alpha \tag{7}$$

onde α_a corresponde a rotação de corpo rígido anterior e o incremento de rotação $\Delta \alpha$ é definido como:

$$\Delta \alpha = \beta - \beta_a \tag{8}$$

em que β_a é o ângulo de inclinação do incremento anterior. Comparando essas duas últimas equações, pode-se perceber que o incremento da rotação $\Delta \alpha$ pode ser obtido a partir da Equação (5), desde que se faça a substituição de β por β_a e α por $\Delta \alpha$. Isso é permitido, pois apesar da rotação rígida total poder ser grande, o incremento da rotação a cada passo de carga é pequeno.

2.2 Transformação local-global

A análise da estrutura completa é realizada no sistema global, assim é necessário que se calcule o vetor de forças internas e a matriz de rigidez do elemento e se faça a transformação para o sistema global. Esta transformação será realizado utilizando o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV). O vetor de deslocamentos no sistema local é dado por:

$$\bar{\mathbf{u}} = [\bar{u} \quad \bar{\theta}_1 \quad \bar{\theta}_2]^T \quad (9)$$

enquanto o vetor de deslocamentos no sistema global é dado por:

$$\mathbf{u} = [u_1 \quad v_1 \quad \theta_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad \theta_2]^T \quad (10)$$

Utilizando a Equação (1), pode-se escrever os deslocamentos virtuais no sistema local como:

$$\delta \bar{\mathbf{u}} = \begin{bmatrix} \delta \bar{u} \\ \delta \bar{\theta}_1 \\ \delta \bar{\theta}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta L_n \\ \delta \theta_1 - \delta \beta \\ \delta \theta_2 - \delta \beta \end{bmatrix} \quad (11)$$

Utilizando as Equações (3) e (4), tem-se:

$$L_n^2 = (x'_2 - x'_1)^2 + (y'_2 - y'_1)^2 \quad (12)$$

Consequentemente:

$$2L_n \delta L_n = 2\Delta x'(\delta u_2 - \delta u_1) + 2\Delta y'(\delta v_2 - \delta v_1) \quad (13)$$

Considerando a Equação (6), pode-se escrever a variação do comprimento como:

$$\delta L_n = \mathbf{r}^T \delta \mathbf{u} \Rightarrow \mathbf{r}^T = [-c \quad -s \quad 0 \quad c \quad s \quad 0] \quad (14)$$

A determinação da variação do ângulo β é dada a partir da Equação (6):

$$\text{sen } \beta = \frac{\Delta y'}{L_n} = \frac{\Delta y + v_2 - v_1}{L_n} \quad (15)$$

Fazendo a variação desta expressão e algumas manipulações algébricas chega-se a:

$$\delta \beta = \frac{\mathbf{z}^T}{L_n} \delta \mathbf{u} \Rightarrow \mathbf{z}^T = [s \quad -c \quad 0 \quad -s \quad c \quad 0] \quad (16)$$

A transformação entre os deslocamentos globais e locais é obtida com a substituição das Equações (14) e (16) na Equação (11). O resultado desta operação pode ser escrita de forma matricial como:

$$\delta \bar{\mathbf{u}} = \mathbf{T} \delta \mathbf{u} \quad (17)$$

onde \mathbf{T} é a matriz de transformação definida por:

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} -c & -s & 0 & c & s & 0 \\ -s/L_n & c/L_n & 1 & s/L_n & -c/L_n & 0 \\ -s/L_n & c/L_n & 0 & s/L_n & -c/L_n & 1 \end{bmatrix} \quad (18)$$

De acordo com a Figura 2 o vetor de forças internas no sistema local é dado por:

$$\bar{\mathbf{g}} = \begin{bmatrix} \bar{N} \\ \bar{M}_1 \\ \bar{M}_2 \end{bmatrix} \quad (19)$$

Como o trabalho é um escalar, o trabalho virtual interno é indiferente para qualquer sistema, assim, pode-se defini-lo como:

$$\delta U = \delta \mathbf{u}^T \mathbf{g} = \delta \bar{\mathbf{u}}^T \bar{\mathbf{g}} \quad (20)$$

Substituindo a Equação (17) na expressão acima, obtém-se uma equação capaz de transformar o vetor de forças internas do elemento no sistema local para o sistema global:

$$\mathbf{g} = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} \quad (21)$$

A determinação do vetor de forças internas no sistema global considerando a não linearidade física será discutido posteriormente. A solução das equações não lineares de equilíbrio é realizada

normalmente utilizando o Método de Newton-Raphson [2][6], que requer a utilização da matriz de rigidez tangente \mathbf{K}_t . Esta matriz relaciona o incremento de forças internas com o incremento de deslocamentos:

$$d\mathbf{g} = \mathbf{K}_t d\mathbf{u} \quad (22)$$

Portanto, a determinação da matriz de rigidez no sistema global pode ser realizada diferenciando a Equação (21):

$$d\mathbf{g} = \mathbf{T}^T d\bar{\mathbf{g}} + d\mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} = \mathbf{K}_e d\mathbf{u} + \mathbf{K}_g d\mathbf{u} \quad (23)$$

onde \mathbf{K}_e corresponde parcela da matriz de rigidez dependente do material e \mathbf{K}_g à matriz de rigidez geométrica ou das tensões iniciais. Pode-se calcular a matriz de rigidez tangente como:

$$\mathbf{K}_t = \mathbf{K}_e + \mathbf{K}_g \quad (24)$$

A matriz de rigidez tangente do sistema local $\bar{\mathbf{K}}_t$ relaciona o incremento de deslocamentos e forças neste sistema:

$$d\bar{\mathbf{g}} = \bar{\mathbf{K}}_t d\bar{\mathbf{u}} \quad (25)$$

A determinação da matriz de rigidez no sistema global considerando a não linearidade física será discutido posteriormente. Utilizando as Equações (17) e (23), obtém-se a expressão da matriz \mathbf{K}_e no sistema global, que será simétrica sempre que a matriz de rigidez tangente local for simétrica:

$$\mathbf{K}_e = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{K}}_t \mathbf{T} \quad (26)$$

A matriz de rigidez geométrica vem da segunda parcela da Equação (23) correspondente à variação da matriz de transformação:

$$\mathbf{K}_g d\mathbf{u} = d\mathbf{T}^T \bar{\mathbf{g}} = \bar{N} dt_1 + \bar{M}_1 dt_2 + \bar{M}_2 dt_3 \quad (27)$$

onde t_k indica a coluna k da matriz \mathbf{T}^T . A matriz de transformação definida na Equação (18) pode ser escrita em função dos vetores \mathbf{r} e \mathbf{z} definidos nas Equações (14) e (16), respectivamente. Diferenciando a expressão resultante e considerando que:

$$\begin{aligned} d\mathbf{r} &= \mathbf{z} d\beta \\ d\mathbf{z} &= -\mathbf{r} d\beta \end{aligned} \quad (28)$$

Pode-se escrever a matriz de rigidez geométrica no sistema global como:

$$\mathbf{K}_g = \bar{N} \frac{\mathbf{z}\mathbf{z}^T}{L_n} + \frac{(\bar{M}_1 + \bar{M}_2)}{L_n^2} (\mathbf{r}\mathbf{z}^T + \mathbf{z}\mathbf{r}^T) \quad (29)$$

Portanto, verifica-se que esta matriz é sempre simétrica.

2.3 Elemento local

É importante destacar que as transformações entre os sistemas local e global são independentes do tipo de elemento empregado no sistema local, desde que os graus de liberdade e forças internas do elemento sejam os representados na Figura 2. Isto permite o uso de diferentes teorias para formulação do elemento local, sendo o vetor de forças internas e a matriz de rigidez no sistema global obtidos utilizando as Equações (18), (21), (24), (26) e (29). Neste trabalho, foi utilizado um elemento local baseado na Teoria Clássica de Vigas (Euler-Bernoulli). Segundo essa teoria, as seções transversais das vigas continuam planas e perpendiculares ao eixo longitudinal quando as vigas se deformam, pois a deformação de cisalhamento é desprezada. Utilizando esta hipótese pode-se mostrar que a deformação na direção do eixo de barra (ϵ_x) pode ser escrita como:

$$\epsilon_x = \epsilon_m - y\kappa \quad (30)$$

onde ϵ_m é a deformação no centroide da seção transversal (deformação de membrana), κ é a curvatura da barra e y é a distância vertical do ponto considerado até o centroide da seção. Portanto, pode-se definir o vetor de deformações generalizadas (ϵ) como:

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_m \\ \kappa \end{bmatrix} \quad (31)$$

Na análise de estruturas reticuladas é mais conveniente trabalhar com esforços internos (resultante de tensões ou tensões generalizadas) do que com as tensões propriamente ditas. A força normal N é a força resultante das tensões na direção do eixo da barra:

$$N = \int_A \sigma_x dA \quad (32)$$

onde σ_x é a tensão normal na direção do eixo da barra e A é a

área da seção transversal. O momento fletor M é a resultante dos momentos gerados pelas tensões em torno do eixo horizontal da seção transversal:

$$M = \int_A (-y \sigma_x) dA \quad (33)$$

Com objetivo de simplificar a notação, os esforços internos podem ser agrupados no vetor de tensões generalizadas (σ):

$$\sigma = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} \quad (34)$$

A formulação de elementos finitos não lineares é normalmente desenvolvida através do Princípio dos Trabalhos Virtuais. No caso da teoria clássica de vigas pode-se escrever:

$$\delta U = \int_V \delta \epsilon_x \sigma_x dV = \int_L \delta \epsilon^T \sigma dx \quad (35)$$

A formulação deste elemento inclui o cálculo das deformações (ϵ), forças internas (\mathbf{g}) e matriz de rigidez tangente (\mathbf{K}_t). As deformações no interior do elemento são dadas por:

$$\epsilon_m = u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2$$

$$\mathbf{K} = v_{,xx} \quad (36)$$

onde u é o deslocamento axial e v é o deslocamento transversal da barra. É importante ressaltar que a expressão da curvatura é linear porque no sistema local as rotações são sempre pequenas. Por outro lado, a deformação de membrana é não linear, incorporando o efeito dos deslocamentos transversais por meio do uso da deformação de Green-Lagrange. Alternativamente, poderia ser considerada apenas a parcela linear da deformação de membrana, pois os deslocamentos transversais no sistema local são pequenos. Contudo, o uso da deformação Green-Lagrange no sistema local torna o elemento mais preciso, permitindo reduzir a discretização da estrutura.

Devido à ordem das derivadas que aparecem na Equação (36), o deslocamento axial u requer funções de interpolação com continuidade C^0 e deslocamento transversal v requer funções com continuidade C^1 [5]. Portanto, os deslocamentos no interior do elemento são interpolados a partir dos deslocamentos locais utilizando a expressão:

$$u = L_2 \bar{u}$$

$$v = H_2 \bar{\theta}_1 + H_4 \bar{\theta}_2 \quad (37)$$

onde L_2 é um polinômio de Lagrange linear e H_2 e H_4 são

os polinômios de Hermite [5]. No intervalo de $0 \leq x \leq L$, estas funções são definidas como:

$$L_2 = \frac{x}{L}$$

$$H_2 = x - \frac{2x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}$$

$$H_4 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2} \quad (38)$$

A fim de evitar o travamento de membrana devido ao desbalanceamento dos termos axiais e transversais [6], utiliza-se a deformação de membrana média:

$$\epsilon_m = \frac{1}{L} \int_L \left(u_{,x} + \frac{1}{2} v_{,x}^2 \right) dx \quad (39)$$

Utilizando a Equação (37) e integrando as expressões resultantes chega-se a:

$$\epsilon_m = \frac{\bar{u}}{L} + \frac{1}{30} (2\bar{\theta}_1^2 - \bar{\theta}_1 \bar{\theta}_2 + 2\bar{\theta}_2^2) \quad (40)$$

Desta forma a deformação axial é constante no elemento. Utilizando a Equação (1) verifica-se que $\bar{u} = L_n - L$, portanto a primeira parcela da deformação axial representa a variação da distância entre os nós do elemento, de forma semelhante a um elemento de treliça, enquanto a segunda parcela representa o efeito dos deslocamentos transversais devido à flexão do elemento.

Utilizando as Equações (36), (37) e (40), pode-se escrever as deformações generalizadas de forma matricial:

$$\epsilon = \mathbf{B} \bar{\mathbf{u}} \quad (41)$$

onde

$$\mathbf{B} = \mathbf{B}_0 + \frac{1}{2} \mathbf{B}_L \quad (42)$$

com

$$\mathbf{B}_0 = \begin{bmatrix} 1/L & 0 & 0 \\ 0 & H_{2,xx} & H_{4,xx} \end{bmatrix} \quad (43)$$

e

$$\mathbf{B}_L = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4\bar{\theta}_1 - \bar{\theta}_2}{30} & \frac{4\bar{\theta}_2 - \bar{\theta}_1}{30} \end{bmatrix} \quad (44)$$

As deformações internas virtuais podem ser obtidas por variação da Equação (41):

$$\delta\boldsymbol{\varepsilon} = \bar{\mathbf{B}}\delta\bar{\mathbf{u}} \quad (45)$$

onde

$$\bar{\mathbf{B}} = \mathbf{B}_0 + \mathbf{B}_L \quad (46)$$

Finalmente, utilizando estas equações pode-se expressar o trabalho virtual interno como:

$$\delta U = \delta\bar{\mathbf{u}}^T \bar{\mathbf{g}} = \int_0^L \delta\boldsymbol{\varepsilon}^T \boldsymbol{\sigma} dx = \delta\bar{\mathbf{u}}^T \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \boldsymbol{\sigma} dx \quad (47)$$

Portanto, o vetor de forças internas é dado por:

$$\bar{\mathbf{g}} = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \boldsymbol{\sigma} dx \quad (48)$$

A matriz de rigidez tangente é obtida diferenciando a equação acima em relação aos deslocamentos nodais:

$$\bar{\mathbf{K}}_t = \frac{\partial \bar{\mathbf{g}}}{\partial \bar{\mathbf{u}}} = \bar{\mathbf{K}}_e + \bar{\mathbf{K}}_g \quad (49)$$

A matriz de rigidez $\bar{\mathbf{K}}_e$ é dada por:

$$\bar{\mathbf{K}}_e = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx \quad (50)$$

Esta matriz pode ser escrita como:

$$\bar{\mathbf{K}}_e = \int_0^L \bar{\mathbf{B}}^T \mathbf{C}_t \bar{\mathbf{B}} dx \quad (51)$$

onde \mathbf{C}_t é a matriz constitutiva tangente que relaciona incrementos de tensões e deformações generalizadas:

$$\mathbf{C}_t = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \bar{EA} & \bar{ES} \\ \bar{ES} & \bar{EI} \end{bmatrix} \quad (52)$$

Diferenciado as tensões generalizadas (N e M) em relação às deformações generalizadas ($\boldsymbol{\varepsilon}_m$ e $\boldsymbol{\kappa}$) chega-se a:

$$\begin{aligned} \bar{EA} &= \int_A E_t dA \\ \bar{ES} &= -\int_A E_t y dA \\ \bar{EI} &= \int_A E_t y^2 dA \end{aligned} \quad (53)$$

onde E_t corresponde ao módulo de elasticidade tangente da curva tensão-deformação do material:

$$E_t = \frac{d\sigma_x}{d\varepsilon_x} \quad (54)$$

Finalmente, a matriz de rigidez geométrica deste elemento no sistema local é dada por:

$$\mathbf{K}_g = \int_0^L \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} \boldsymbol{\sigma} dx = \int_0^L N \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_m^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx + \int_0^L M \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_b^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} dx \quad (55)$$

onde $\bar{\mathbf{B}}_m$ e $\bar{\mathbf{B}}_b$ representam a primeira e segunda linha da matriz $\bar{\mathbf{B}}$, respectivamente. A matriz $\bar{\mathbf{B}}_b$ não depende dos deslocamentos, logo sua derivada é nula. O outro termo é obtido diferenciando as Equações (44) e (46):

$$\mathbf{A} = \frac{\partial \bar{\mathbf{B}}_m^T}{\partial \bar{\mathbf{u}}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4/30 & -1/30 \\ 0 & -1/30 & 4/30 \end{bmatrix} \quad (56)$$

Como a matriz \mathbf{A} é constante, a matriz de rigidez geométrica local pode ser escrita como:

$$\bar{\mathbf{K}}_g = \mathbf{A} \int_0^L N dx \quad (57)$$

3. Não linearidade física

Neste trabalho, o comportamento tensão-deformação do aço é considerado elasto-plástico perfeito (Figura 3a), tanto na tração quanto na compressão. Este modelo possui apenas dois parâmetros para sua definição (o módulo de elasticidade E_s e a tensão de escoamento f_y) e apresenta boa concordância com os resultados experimentais. Duas relações tensão-deformação foram adotadas para representar o comportamento do concreto à compressão: a curva parábola-retângulo [1] (Figura 3b) e a curva recomendada pelo Eurocode 2:2004 [7] para análise não-linear (Figura 3c). A equação que representa o trecho parabólico do diagrama parábola-retângulo (PR):

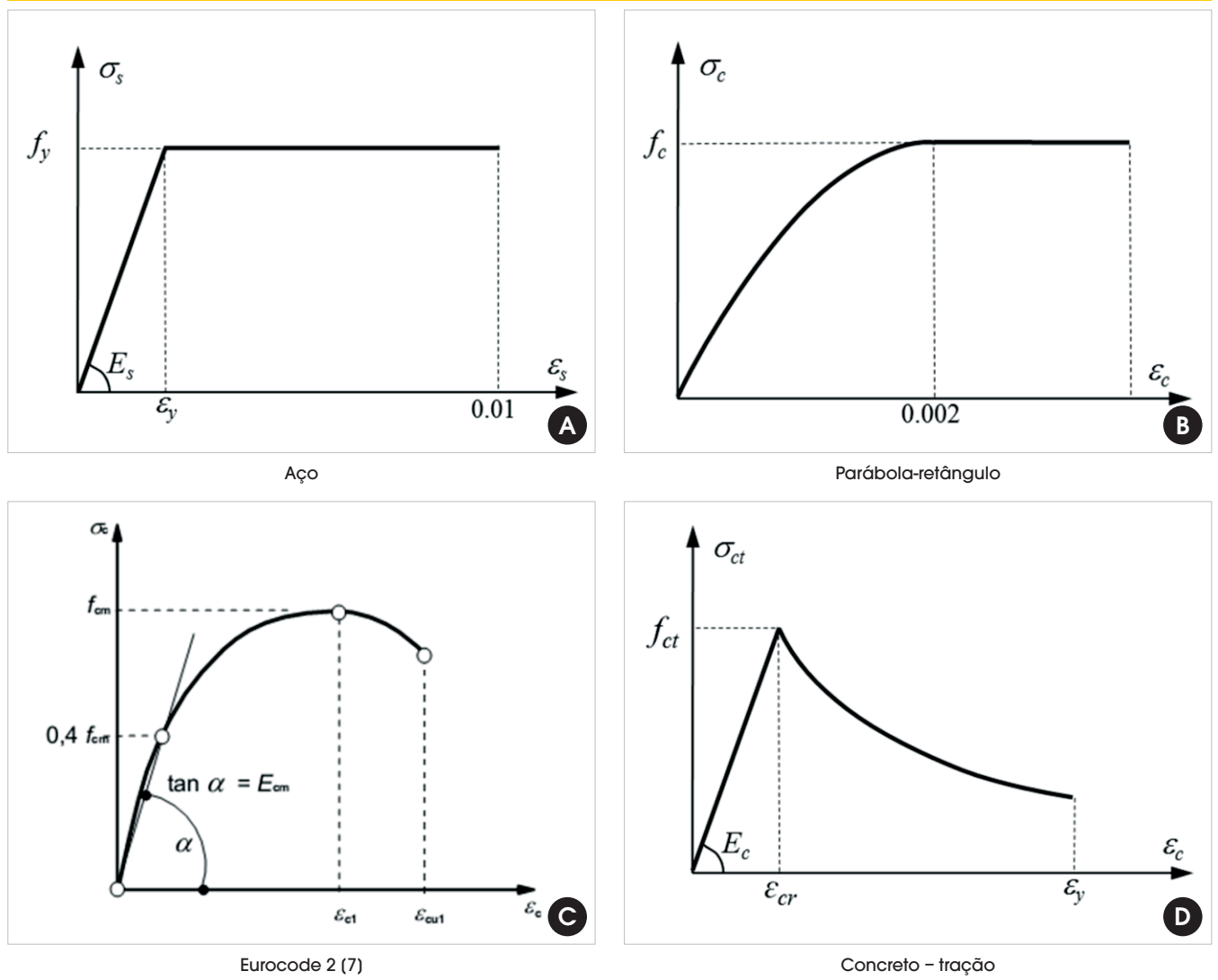
$$\sigma_c = f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{2 \text{‰}} \right)^2 \right] \quad (58)$$

onde f_c é a resistência a compressão e ϵ_c a deformação do concreto. Esta expressão é válida para $0 \leq \epsilon_c \leq 2 \text{‰}$. A curva tensão-deformação do concreto na compressão recomendado pelo Eurocode 2:2004 [7] (EC2) é dada por:

$$\sigma_c = f_{cm} \left[\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \right] \quad (59)$$

onde f_{cm} é a resistência à compressão, $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$, em que ϵ_{c1} é a deformação no pico da tensão, $k = 1.05 E_{cm} |\epsilon_{c1}| / f_{cm}$ e E_{cm} é o módulo de elasticidade secante correspondente à uma tensão de $0.4 f_{cm}$, como indicado na Figura 3c. A Equação (59) é válida para $0 < |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu1}|$, onde $|\epsilon_{cu1}| = 3.5 \text{‰}$. Verifica-se que esta curva considera o amolecimento (*softening*) do concreto após o pico de tensão, enquanto a curva parábola-retângulo considera a tensão

Figura 3 – Diagramas tensão-deformação



constante entre 2‰ e 3.5‰. Para deformações além de 3.5‰ considera-se o esmagamento total do concreto ($\sigma_c = 0$) para as duas curvas.

O comportamento do concreto simples à tração sob o estado uniaxial de tensões pode ser representado por um diagrama bilinear [1], onde após a primeira fissura o concreto perde toda sua resistência. Entretanto, no concreto armado, entre seções fissuradas, as forças de tração na peça são transmitidas do aço para o concreto em volta da barra de aço por forças de superfície. Esse efeito é denominado *tension stiffening* [17].

Neste trabalho, o efeito do *tension stiffening* é considerado utilizando a formulação apresentada em [10]. Esta formulação é baseada no modelo do CEB, desenvolvido a partir de ensaios de tirantes de concreto armado. No modelo adotado, as tensões de tração (s_{ct}) no concreto pós-fissuração são calculadas pela expressão:

$$\sigma_{ct} = -\frac{\rho}{2} E_s \varepsilon_c + \sqrt{\left(\frac{\rho}{2} E_s \varepsilon_c\right)^2 + f_{ct}^2 (1 + \eta \rho)} \quad (60)$$

onde f_{ct} é a resistência do concreto à tração, η é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto ($\eta = E_s / E_c$) e ρ é a taxa efetiva de armadura ($\rho = A_s / A_{c,ef}$), sendo $A_{c,ef}$ a área efetiva de concreto à tração (i.e. a área que contribui para o *tension stiffening*). O CEB-FIP 1990 recomenda a utilização de $A_{c,ef} = 2.5b(h-d)$, onde b é a largura, h é a altura e d a altura útil da seção. A curva tensão-deformação do concreto tracionado (TS) considerada neste trabalho é composta por um trecho linear até a fissuração ($s_{ct} = f_{ct}$) seguido por trecho de decaimento (*softening*), dado pela Equação (60), até a deformação de escoamento da armadura (ε_y). Esta curva é ilustrada na Figura 3d.

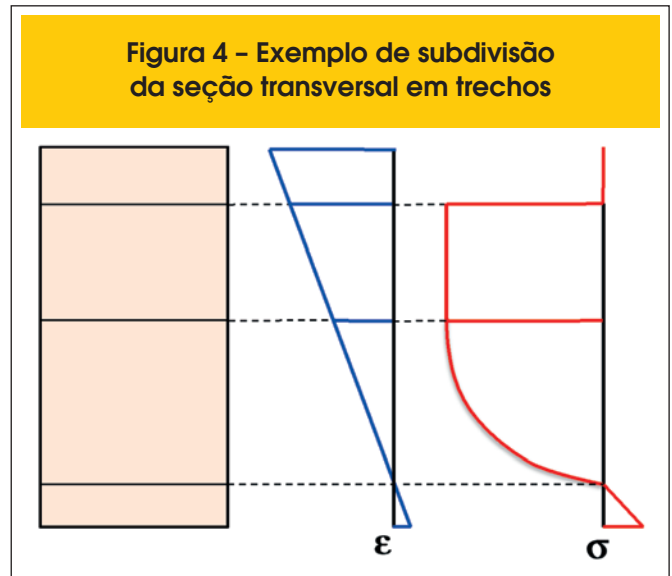
As formulações apresentadas neste trabalho permitem que diferentes curvas tensão-deformação sejam adotadas para modelo o comportamento do aço e do concreto. Desta forma, as relações tensão-deformação descritas neste item e representadas na Figura 3 foram escolhidas para a implementação computacional devido a sua grande utilização na literatura e boa concordância obtida com resultados experimentais.

3.1 Integração na seção transversal

Conhecidas as deformações generalizadas (ε_m e κ) da seção transversal, as tensões atuantes são calculadas a partir da lei constitutiva do material. Os esforços internos (σ) e a matriz constitutiva tangente (C_t), definidas pelas Equações (32), (33), (34), (52) e (53), são obtidos por integração das tensões e do módulo tangente na seção transversal. No caso de material elástico linear estas integrações são simples, sendo realizadas de forma analítica. Adicionalmente, a matriz constitutiva é constante, permitindo que o vetor de forças internas e as matrizes de rigidez material e geométrica, definidas pelas Equações (48), (51) e (57), sejam integradas analiticamente, resultando em expressões simples em função dos esforços internos e das propriedades mecânicas da seção transversal (EA e EI).

Por outro lado, no caso de curvas tensão-deformação não lineares definidas por trechos, como as adotadas neste trabalho, a integração analítica é complexa, além de ser de implementação computacional trabalhosa e sujeita a erros devido à necessidade

Figura 4 – Exemplo de subdivisão da seção transversal em trechos



de obtenção e codificação de várias expressões específicas para cada trecho, como feito em [12]. Uma aplicação eficiente desta estratégia para curvas tensão-deformação definidas por trechos polinomiais até o terceiro grau foi apresentada em [15].

Devido à complexidade da integração analítica, normalmente o cálculo dos esforços internos e da matriz tangente é realizado através da integração numérica utilizando as quadraturas de Gauss ou Lobatto [6]. Esta abordagem é de fácil implementação computacional, pois a mesma expressão é utilizada para qualquer curva tensão-deformação. Adicionalmente, estas quadraturas produzem resultados exatos para curvas polinomiais, desde que se use o número adequado de pontos de integração, e apresentam convergência rápida para as integrais exatas no caso de curvas tensão-deformação suaves (i.e. continuamente diferenciáveis). Contudo, as curvas utilizadas para descrever o comportamento do concreto normalmente são definidas por trechos, não sendo continuamente diferenciáveis. Em alguns casos, como ocorre após a ruptura por tração ou compressão, as curvas podem inclusive ser descontínuas. Neste caso, uso das quadraturas de Gauss e Lobatto requer um número elevado de pontos de integração para obtenção de uma precisão adequada, aumentando o custo computacional.

Outra técnica de integração numérica bastante utilizada é o Método das Fatias [14]. Neste método, a seção transversal é dividida em um número de fatias horizontais. Em cada fatia considera-se para σ e E_t valores constantes calculados no centro da fatia. Desta forma, as integrações são calculadas somando-se a contribuição das fatias. Este método também é simples e independente da curva tensão-deformação utilizada, porém requer um grande número de fatias para obter resultados precisos, resultando em um custo computacional elevado.

Em [4] é utilizada uma técnica mista onde a seção é dividida em um número pré-definido de faixas de altura constante, como no Método das Fatias, porém dentro de cada faixa as integrações são realizadas utilizando a quadratura de Gauss. Infelizmente, neste método cada faixa pode conter trechos diferentes da curva tensão-deformação, fazendo com que os integrandos não sejam suaves. Portanto, é necessário utilizar um elevado número de pontos de Gauss em cada faixa para obter resultados satisfatórios.

Figura 5 – Algoritmo de subdivisão da seção

Dadas as deformações limites ($\bar{\epsilon}_j$) das curvas tensão-deformação, a deformação de membrana (ϵ_m) e a curvatura (κ) na seção considerada:

- 1) Calcular as deformações na base (ϵ_b) e no topo (ϵ_t) da seção utilizando a Equação (30) e as coordenadas da base (y_b) e do topo (y_t) da seção;
- 2) Determinar os trechos de deformação f_b e f_t que contém ϵ_b e ϵ_t , respectivamente;
- 3) Calcular o número de faixas: $n = |f_t - f_b| + 1$;
- 4) Fazer $y_1 = y_b$ e $y_{n+1} = y_t$;
- 5) Para $i = 2$ até n calcular os limites entre as faixas:
 se ($f_t > f_b$) $j = f_b - 2 + i$
 senão $j = f_b + 1 - i$
 $y_i = (\epsilon_m - \bar{\epsilon}_j) / \kappa$

Neste trabalho é proposto um método computacionalmente eficiente, de fácil implementação e de elevada precisão numérica para integração dos esforços internos e da matriz tangente em seções de concreto armado submetidas a carregamento monotônico e cujas curvas tensão-deformação são definidas por trechos. Este método é baseado na subdivisão da seção transversal em faixas de altura variável cujos limites são definidos de acordo com os limites de cada trecho da curva tensão-deformação, como ilustrado na Figura 4. O algoritmo utilizado para subdivisão automática da seção transversal é apresentado na Figura 5.

Como resultado da subdivisão da seção utilizando o algoritmo proposto, as curvas tensão-deformação dentro de cada faixa são continuamente diferenciáveis. Portanto, os esforços internos e os termos da matriz constitutiva tangente podem ser integrados com elevada precisão em cada faixa utilizando a quadratura de Gauss. Tabelas contendo as coordenadas paramétricas (r_k) no intervalo [-1, 1] e pesos (w_k) dos pontos de Gauss são apresentadas em [2] e [5]. Para utilização da quadratura de Gauss, coordenadas verticais (y) dentro de cada faixa são interpoladas utilizando a coordenada paramétrica r :

$$y = \frac{y_{i+1} + y_i}{2} + \frac{y_{i+1} - y_i}{2} r \Rightarrow dy = \frac{h_i}{2} dr \quad (61)$$

Nesta equação, $h_i = y_{i+1} - y_i$ representa a altura de cada faixa. No procedimento proposto o momento fletor é calculado somando a contribuição de cada faixa:

$$M = \sum_{i=1}^n M_i, \quad M_i = - \sum_{k=1}^{np} w_k y_k \sigma_k b_k \frac{h_i}{2} \quad (62)$$

onde n é o número de faixas, np é o número de pontos de Gauss

da faixa, y_k é a coordenada vertical do ponto Gauss calculado substituindo a coordenada paramétrica r_k na Equação (61), σ_k é tensão no ponto de Gauss e b_k é a largura da seção no ponto de Gauss. As demais integrais são calculadas da mesma forma.

É importante notar que o procedimento proposto, baseado no uso da Equação (62), produz resultados exatos quando as relações tensão-deformação de todos os trechos são polinômios, desde que seja utilizado o número de pontos de Gauss apropriado. Como o grau (g) do polinômio integrado exatamente pela quadratura de Gauss é dado por $g = 2np - 1$, verifica-se que 1 ponto de Gauss é necessário para trechos com σ constante e 2 pontos para trechos com σ parabólico. No caso de curvas não polinomiais, como a Equação (59), o procedimento não é exato, mas produz resultados com elevada precisão mesmo utilizando apenas 3 ou 4 pontos de integração, como será mostrado nos exemplos.

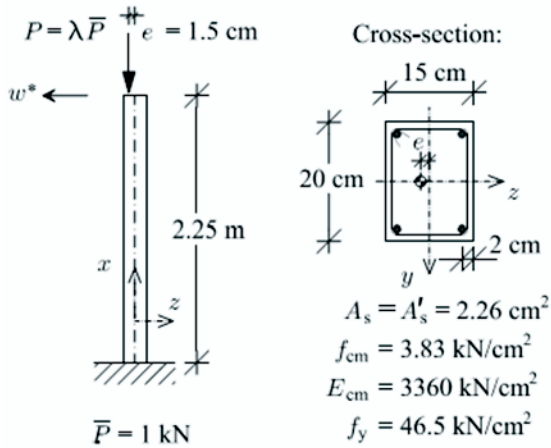
A contribuição do aço que está embutido dentro da seção transversal de concreto é calculada considerando a distribuição de tensões constante na seção de cada barra da armadura, pois as dimensões são pequenas para haver uma variação significativa das tensões. Assim, conhecida a posição do centro das armaduras, a deformação de cada barra é calculada com a Equação (30) e a tensão no centro das barras utilizando a relação tensão-deformação representada na Figura 3a. Dessa forma, a contribuição do aço para o momento fletor é calculada pelo somatório:

$$M_s = - \sum_{i=1}^m \Delta \sigma_i y_i A s_i \quad (63)$$

onde m é o número de barras, onde $A s_i$ é a área da barra de aço, y_i é a coordenada do centro da barra e $\Delta \sigma_i = \sigma_{s_i} - \sigma_{c_i}$ é a diferença entre as tensões no aço e concreto, respectivamente. O procedimento é idêntico para as demais integrais.

No caso da análise fisicamente não linear, a variação dos esforços internos e da matriz constitutiva tangente, ao longo do comprimento

Figura 6 – Pilar de concreto armado: geometria, material e carregamento (4)



do elemento não é conhecida de forma explícita, o que impede que as integrais definidas nas Equações (48), (51) e (57), sejam calculadas analiticamente. Desta forma, o vetor de forças internas e a matriz de rigidez do elemento no sistema local são calculados utilizando a quadratura de Gauss com 2 pontos de integração ao longo do comprimento do elemento.

4. Resultados e discussão

A formulação e implementação foram avaliadas através da comparação com resultados numéricos e experimentais disponíveis na literatura. Dentre as estruturas analisadas, duas foram escolhidas para serem apresentadas neste trabalho, com objetivo de ilustrar o comportamento de estruturas de concreto onde ambas as não linearidades (física e geométrica) são importantes e de estudar o comportamento do elemento finito e do método de integração apresentados. Quando os parâmetros das curvas tensão-deformação descritas no Item 3 não foram determinados de forma experimental, eles foram estimados através das expressões: $\epsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31}$, $\epsilon_{cu1} = -3.5\%$, $E_{cm}(\text{GPa}) = 22 [f_{cm}/10]^{0.3}$, $E_{ci}(\text{GPa}) = 21.5 [f_{cm}/10]^{1/3}$, $f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$ e $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [7].

Tabela 1 – Método das fatias x Método proposto

nf	P _{max} (kN)	np	P _{max} (kN)
10	457.276	2	459.673
20	459.599	3	460.092
50	459.991	4	460.092
100	460.069	5	460.092
600	460.092	-	-

4.1 Pilar com carga excêntrica

O pilar foi submetido a uma carga excêntrica até o colapso. Os dados de geometria, material e carregamento [4] estão ilustrados na Figura 6. O concreto tem resistência a compressão $f_c = 38.3$ MPa. Na análise empregando o modelo constitutivo EC2, foram utilizadas as propriedades: $f_{cm} = 38.3$ MPa [8], $E_{cm} = 33.6$ GPa [8] e $\epsilon_{c1} = -2.3\%$ [4]. Para o concreto a tração adotou-se $f_{ct} = 2.9315$ MPa e $E_c = 33.639$ GPa. Finalmente, as propriedades do aço são $f_y = 465$ MPa [8] e $E_s = 200$ GPa [4].

Inicialmente, utilizou-se o modelo EC2 com consideração da tração (TS) e integração pelo método proposto com 4 pontos de Gauss por faixa ($np = 4$). Na análise não linear, adotou-se o método incremental-iterativo de Controle de Deslocamento, com incrementos de -1mm para o deslocamento horizontal do topo do pilar. Com objetivo de estudar o efeito da discretização, o pilar foi modelado utilizando malhas com 1, 2 e 4, obtendo-se as cargas máximas de 457.52 kN, 460.59 kN e 460.09 kN, respectivamente. Estes resultados estão em excelente concordância com a carga máxima de 454 kN obtida experimentalmente [8], mostrando que a formulação proposta não necessita de malhas muito refinadas para representar adequadamente o comportamento não linear físico e geométrico desta estrutura. É importante ressaltar que a carga máxima obtida neste trabalho foi mais próxima da experimental que o valor de 445 kN obtido em [4] utilizando o modelo EC2 sem tração. Verificou-se ainda que o Método de Newton-Raphson apresentou convergência quadrática, com o número de iterações variando entre 3 e 4 ao longo da análise, mesmo com a tolerância bastante apertada utilizada para convergência (10^{-8}).

A seguir, variou-se o método de integração na seção transversal e o número de fatias (nf) e pontos de Gauss (np) utilizados, mantendo-se fixo o número de elementos (4) e o modelo constitutivo adotado (EC2 com TS). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 1. Estes resultados mostram que a utilização de 20 fatias produz resultados satisfatórios em termos práticos. Contudo, o método proposto é muito mais preciso e eficiente que o Método das Fatias, produzindo resultados melhores do que 20 fatias com apenas 2 pontos de Gauss por faixa. Resultados exatos com

Figura 7 – Curva de equilíbrio do pilar de concreto armado

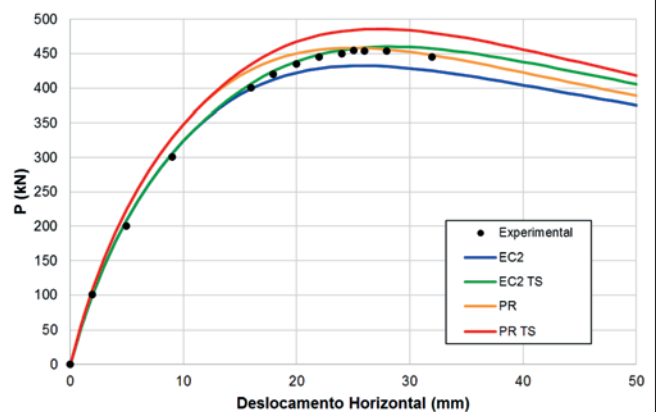
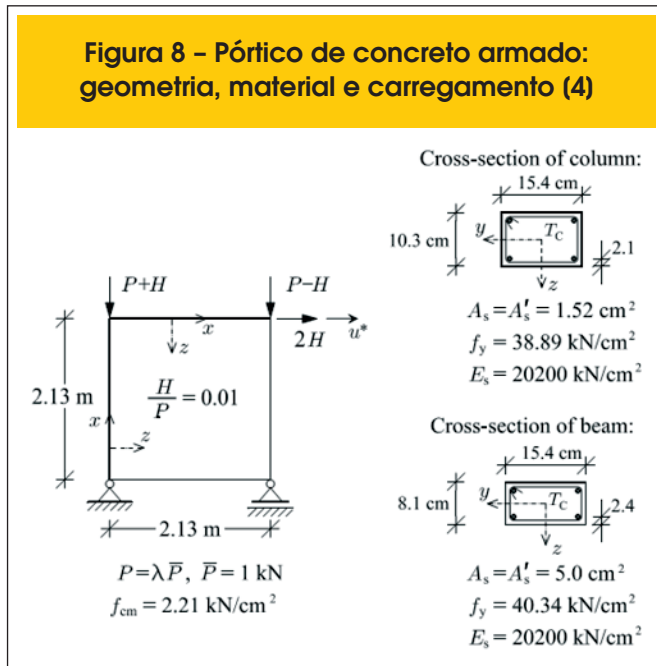


Figura 8 – Pórtico de concreto armado: geometria, material e carregamento (4)



6 algarismos significativos são obtidos utilizando apenas 3 pontos de Gauss por faixa, resultado equivalente ao uso de 600 fatias. É importante ressaltar que em [4] foram utilizadas 5 faixas de altura fixa e 10 pontos de Gauss em cada faixa, mostrando a grande vantagem da utilização de faixas variáveis determinadas de acordo com o método proposto.

Finalmente, o pilar foi analisado utilizando 4 elementos finitos e integração com 4 pontos de Gauss por faixa considerando-se os modelos EC2 e PR, com e sem a consideração da tração (TS). As curvas carga x deslocamento horizontal do topo do pilar são mostradas na Figura 7. Verifica-se que todos os modelos conseguem representar de forma adequada o comportamento estrutural do pilar. Contudo, o modelo EC2 com TS foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais apresentados em [8]. O modelo PR com TS forneceu resultados mais rígidos (limite superior) e o modelo EC2 sem tração forneceu resultados mais flexíveis (limite inferior).

4.2 Pórtico plano

Este pórtico plano de concreto armado foi ensaiado em [9]. A geometria, a seção transversal dos pilares e das vigas e os dados do concreto e do aço estão representados na Figura 8. Os demais parâmetros dos materiais necessários para a análise foram estimados da forma descrita no Item 4. Para a análise empregando a curva parábola-retângulo adotou-se $f_c = 22.1 \text{ MPa}$. Para a análise empregando o modelo EC2 adotou-se: $f_{cm} = 22.1 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 27.909 \text{ GPa}$ e $\mathcal{E}_{c1} = -1,828\text{‰}$ [4]. Para o concreto a tração adotou-se $f_{ct} = 1.760 \text{ MPa}$ e $E_c = 28.005 \text{ GPa}$. Os aços empregados possuem tensão de escoamento $f_y = 388,9 \text{ MPa}$ e $f_y = 403,4 \text{ MPa}$ para pilares e vigas, respectivamente. O módulo de elasticidade é $E_s = 202 \text{ GPa}$.

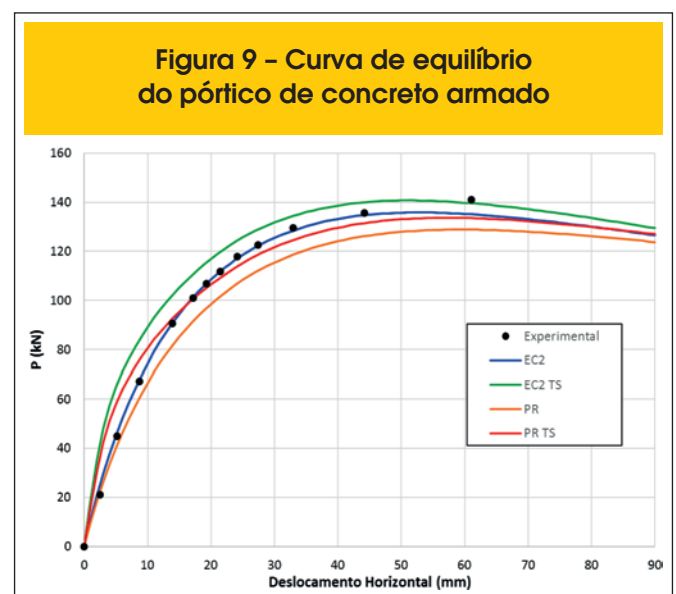
Inicialmente, utilizou-se o modelo EC2 com consideração da tração (TS) e integração pelo método proposto com 4 pontos de Gauss por faixa ($np = 4$). Na análise não linear, adotou-se o método incremental-iterativo de Controle de Deslocamento, com

incrementos de -1 mm para o deslocamento horizontal do nó onde atua a carga horizontal H . Com objetivo de estudar o efeito da discretização, o pilar foi modelado utilizando malhas com 1, 2, 4 e 8 elementos por barra, obtendo-se as cargas máximas de 152.868 kN, 143.897 kN, 141.555 kN e 140.806 kN, respectivamente. Estes resultados estão em excelente concordância com a carga máxima de 141 kN obtida experimentalmente [9], mostrando que 4 elementos por barra é suficiente para representar adequadamente o comportamento não linear físico e geométrico desta estrutura. A carga máxima obtida neste trabalho foi mais próxima da experimental que o valor de 136.4 kN obtido em [4] utilizando o modelo EC2 sem tração. Verificou-se ainda que o Método de Newton-Raphson apresentou convergência quadrática, com o número de iterações variando entre 3 e 4 ao longo da análise, mesmo com a tolerância de 10^{-6} utilizada para convergência.

Ao contrário do exemplo anterior, o estudo dos métodos de integração mostrou que para este exemplo apenas 10 fatias ou 2 pontos de Gauss por faixa já levam a resultados praticamente exatos com 6 algarismos significativos. Ainda assim, o método proposto é mais eficiente que o Método das Fatias devido ao menor número de pontos utilizados.

Finalmente, o pilar foi analisado utilizando 8 elementos finitos por barra e integração com 3 pontos de Gauss por faixa considerando-se os modelos EC2 e PR, com e sem a consideração da tração (TS). As curvas carga x deslocamento horizontal do ponto de aplicação da carga H são mostradas na Figura 9. Verifica-se que todos os modelos conseguem representar de forma adequada o comportamento do pórtico analisado. O modelo EC2 sem tração foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais [9], porém o modelo EC2 incluindo a tração (TS) foi o que melhor aproximou a carga máxima. Para esta estrutura, o modelo EC2 com TS forneceu resultados mais rígidos (limite superior) e o modelo PR sem tração forneceu resultados mais flexíveis (limite inferior). Verifica-se ainda que a rigidez inicial dos modelos com tração (TS) parecem superestimados, indicando que o valor do módulo de elasticidade do concreto à tração (E) é menor que o estimado utilizando as expressões dadas em [7].

Figura 9 – Curva de equilíbrio do pórtico de concreto armado



5. Conclusão

Este trabalho apresentou a formulação de um elemento finito de pórtico plano para análise não linear física e geométrica, incluindo um novo método para integração dos esforços e matriz constitutiva tangente na seção transversal. As formulações apresentadas e as implementações computacionais foram validadas através da comparação com resultados experimentais e numéricos disponíveis na literatura. Todos os modelos propostos apresentaram resultados consistentes, representando de forma adequada o comportamento observado em laboratório. Contudo, verificou-se, que o modelo do Eurocode 2:2004 [7] leva a melhores resultados que o modelo parábola-retângulo. A consideração da tração no concreto revelou-se importante para a avaliação da carga última das estruturas estudadas. Por outro lado, esta consideração requer um número significativo de parâmetros, cuja determinação experimental normalmente não é realizada. Isto leva ao uso de expressões baseadas em correlações que nem sempre levam a resultados adequados.

O método de integração baseado na subdivisão automática da seção transversal em faixas de acordo com os trechos curvas tensão-deformação e no uso da quadratura de Gauss em cada faixa se mostrou simples, eficiente e de elevada precisão na análise de estruturas com carregamento monotônico, para todos os modelos constitutivos adotados. Finalmente, o estudo da discretização mostrou que o elemento proposto leva a resultados adequados quando são utilizados entre 2 e 4 elementos por barra, configurando-se como alternativa eficiente para a análise não linear de pórticos planos de concreto armado, com vistas ao seu uso na análise de estruturas com grande número de barras.

6. Referências bibliográficas

- concrete column in a frame subjected to lateral loads. Symposium on Reinforced Concrete Columns. American Concrete Institute SP-13, 1966.
- [10] HERNÁNDEZ-MONTES, E.; CESETTI, A.; GIL-MARTÍN, L.M. Discussion of “An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members”, by Renata S.B. Stramandinoli, Henriette L. La Rovere, *Engineering Structures*, v. 48, p. 763–764, 2013.
- [11] MENIN, R.C.G.; TRAUTWEIN, L.M.; BITTENCOURT, T.N. Modelos de fissuração distribuída em vigas de concreto armado pelo método dos elementos finitos. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.2, n.2, p.166-200, 2009.
- [12] MELO, A. M. C. de Projeto ótimo de pórticos planos de concreto armado. 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
- [13] NANAKORN, P.; VU, L.N. A 2D field-consistent beam element for large displacement analysis using the total Lagrangian formulation. *Finite Elements in Analysis and Design*, v.42, p.14-15, 2006.
- [14] SPACONE, E.; FILIPPOU, F.C.; TAUCER, F.F. Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.25, p.711-725, 1996.
- [15] SOUSA JR., J.B.M.; MUNIZ, C.F.D.G. Analytical integration of cross section properties for numerical analysis of reinforced concrete, steel and composite frames. *Engineering Structures*, v. 29 p. 618–625, 2007.
- [16] STRAMANDINOLI, R.S.B. Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- [17] STRAMANDINOLI, R.S.B.; LA ROVERE, H.L. An efficient tension-stiffening model for nonlinear analysis of reinforced concrete members, *Engineering Structures*, v. 30, p. 2069–2080, 2008.
- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2007.
- [02] BATHE, K.J. Finite element procedures. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- [03] BATTINI, J.M. Co-rotational beams elements in instability problems. 2002. Phd thesis – Royal Institute of Technology, Sweden.
- [04] BRATINA, M.; SAJE, S.; PLANINC, I. On materially and geometrically non-linear analysis of reinforced concrete planar frames. *International Journal of Solids and Structures*, v.41, p.7181-7207, 2004.
- [05] COOK, R.D.; MALKUS, D.S.; PLESHA, M.E. Concepts and Applications of Finite Element Analysis. 4th ed. New York: John Wiley & Sons, 2002.
- [06] CRISFIELD, M.A. Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. New York: John Wiley & Sons, 1991. v.1.
- [07] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1992-1-1. Brussels, 2004.
- [08] ESPION, B. Benchmark examples for creep and shrinkage analysis computer programs: creep and shrinkage of concrete. TC 114 RILEM. E&FN Spon, 1993.
- [09] FERGUSON, P.M.; BREEN, J.E. Investigation of the long