

Volume 11, Number 3

June, 2018

ISSN 1983-4195



**Comparison between resistant load contours generated considering the parabolic-rectangular (DPR) and the rectangular (DR) stress-strain diagrams for rectangular sections under combined axial compression and biaxial bending**

Y. F. FONSECA and A. S. C. SILVA

**Effect of corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years**

C. E. T. BALESTRA, M. G. LIMA, A. Z. MENDES and R. A. MEDEIROS-JUNIOR

**Influence of the placement rate on the fresh concrete lateral pressure in the design of formworks**

M. O. SOUSA, N. S. SANTOS, R. L. PEREIRA and P. C. R. MARTINS

**Nonlinear analysis of concrete structures using GFEM enrichment strategy with a microplane constitutive model**

A. R. V. WOLENSKI, A. B. MONTEIRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA and F. B. BARROS

**Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete**

F. PELISSER, B. V. SILVA, M. H. MENDER, B. J. FRASSON, T. A. KELLER, A. J. TORIL and R. H. LOPEZ

**Evaluation of the chloride penetration and service life of self-healing concretes activated by crystalline catalyst**

P. HELENE, G. GUIGNONE, G. VIEIRA, L. RONCETTI and F. MORONI

**Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage**

L. M. P. ROSA, B. R. DANZIGER and E. M. L. CARVALHO

**Coding the "New Implicit Method" in MatLab for preliminary tunnel design**

W. C. FERRÃO and D. BERNAUD

**Pullout performance of steel bars partially bonded in concrete with epoxy resin**

R. H. SOUZA, M. E. TAVARES and D. V. FERNANDES

**Influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength**

P. R. N. SOUDAIS, J. S. CAMACHO and G. A. PARSEKIAN

**Fresh concrete consistency effect on thin-walled columns creep phenomenon**

E. L. MADUREIRA and L. A. PAIVA

## Editorial Board

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

## Reviewers

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

We are now publishing the third issue of 2018 of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 11 Number 3, June 2018) with eleven articles on materials and concrete structures. The first article brings a comparison between load contour diagrams generated for rectangular RC cross-sections under combined axial compression and biaxial bending obtained according to the two options allowed by NBR 6118:2014: the first using the parabolic-rectangular stress-strain diagram and the second using the rectangular diagram. Evaluation of the influence of the corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years is the objective of the second article. The third article reports a study on the influence of the placement rate on the lateral pressure of fresh concrete using theoretical models from the literature and international codes. The objective is the evaluation of the lateral pressure of fresh concrete at high rates according to actual data from current practice. The fourth article presents a nonlinear analysis of concrete structures using GFEM enrichment strategy with a microplane constitutive model. The fifth article describes an experimental evaluation of the mechanical behavior of a geopolymer concrete beam with a comparison with a Finite Element nonlinear numerical model. The sixth article reports an evaluation of chloride penetration and life cycle of self-healing concretes activated by crystalline admixture. The objective of the seventh article is the effect of creep and shrinkage of the concrete in soil-structure interaction, analyzing a 17-story building on shallow foundation, in the central part of the construction, and steel piles, on the boundary. A computational tool for preliminary tunnel design using Bernaud & Rousset's New Implicit Method is described in the eighth article, and validated with a finite element analysis. The ninth article presents experimental results from confined pullout tests, comparing the performance of cast steel reinforcement bars with that of bars bonded to concrete with epoxy resin. The tenth article presents an evaluation of the influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength. The subject of the eleventh article is the analysis of creep strains on reinforced concrete thin-walled columns, emphasizing the fresh concrete consistency effect. We acknowledge the contributions of authors and reviewers to this issue.

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



**Cover:** PULLOUT PERFORMANCE OF STEEL BARS PARTIALLY BONDED IN CONCRETE WITH EPOXY RESIN

**Courtesy:** R. H. SOUZA, RIO DE JANEIRO, BRAZIL



**IBRACON**

**Ibracon Structures and Materials Journal**

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

**IBRACON**

Instituto Brasileiro do Concreto  
Founded in 1972

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

**Editors**

Américo Campos Filho  
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa  
(Brazil)

José Márcio Fonseca Calixto  
(Brazil)

Leandro Francisco Moretti Sanchez  
(Canada)

Mauro Vasconcelos Real  
(Brazil)

Oswaldo Luís Manzoli  
(Brazil)

Paulo César Correia Gomes  
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi  
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto  
(Brazil)

Ronaldo Barros Gomes  
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt  
(Brazil)

**Cover design & Layout:**

Ellementto-Arte  
[www.ellementto-arte.com](http://www.ellementto-arte.com)

**Volume 11, Number 3**

**June, 2018**

**ISSN: 1983-4195**

# REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

## IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

### Contents

**Comparison between resistant load contours generated considering the parabolic-rectangular (DPR) and the rectangular (DR) stress-strain diagrams for rectangular sections under combined axial compression and biaxial bending**

Y. F. FONSECA and A. S. C. SILVA

455

**Effect of corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years**

C. E. T. BALESTRA, M. G. LIMA, A. Z. MENDES and R. A. MEDEIROS-JUNIOR

474

**Influence of the placement rate on the fresh concrete lateral pressure in the design of formworks**

M. O. SOUSA, N. S. SANTOS, R. L. PEREIRA and P. C. R. MARTINS

499

**Nonlinear analysis of concrete structures using GFEM enrichment strategy with a microplane constitutive model**

A. R. V. WOLENSKI, A. B. MONTEIRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA and F. B. BARROS

523

**Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete**

F. PELISSER, B. V. SILVA, M. H. MENDER, B. J. FRASSON, T. A. KELLER, A. J. TORII and R. H. LOPEZ

535

**Evaluation of the chloride penetration and service life of self-healing concretes activated by crystalline catalyst**

P. HELENE, G. GUIGNONE, G. VIEIRA, L. RONCETTI and F. MORONI

544

**Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage**

L. M. P. ROSA, B. R. DANZIGER and E. M. L. CARVALHO

564

**Coding the “New Implicit Method” in MatLab for preliminary tunnel design**

W. C. FERRÃO and D. BERNAUD

586

**Pullout performance of steel bars partially bonded in concrete with epoxy resin**

R. H. SOUZA, M. E. TAVARES and D. V. FERNANDES

598

**Influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength**

P. R. N. SOUDAIS, J. S. CAMACHO and G. A. PARSEKIAN

620

**Fresh concrete consistency effect on thin-walled columns creep phenomenon**

E. L. MADUREIRA and L. A. PAIVA

644

## 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](http://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](mailto:arlene@ibracon.org.br).

### Disclaimer

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

# Diretoria

## Diretoria Biênio 2017/2019

### Diretor Presidente

Julio Timerman

### Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

### Assessor da Presidência – Atuação ABCP/ABESC

Hugo da Costa Rodrigues Filho

### Assessor da Presidência – Atuação Construtoras

Alexandre Couso – ESSER

### Diretor 1º Vice-Presidente

Luiz Prado Vieira Júnior

### Diretor 2º Vice-Presidente

Bernardo Tutikian

### Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

### Diretor 2º Secretário

Carlos José Massucato

### Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

### Diretor 2º Tesoureiro

Nelson Covas

### Diretor de Marketing

Hugo Rodrigues

### Diretor de Eventos

César Daher

### Assessores da Diretoria de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Sônia Regina Cottas Freitas

### Diretor Técnico

Paulo Helene

### Diretor de Relações Institucionais

Túlio Nogueira Bittencourt

### Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Íria Lícia Oliva Doniak

### Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Leandro Mouta Trautwein

### Diretor de Cursos

Enio José Pazini Figueiredo

### Diretor de Certificação de Pessoal

Gilberto Antônio Giuzio

### Diretora de Atividades Estudantis

Jéssika Pacheco

## Conselho Diretor Biênio 2017/2019

### Sócios Titulares Individuais

Cláudio Sbrighi Neto

Augusto Carlos de Vasconcelos

Júlio Timerman

Luiz Prado Vieira Júnior

Antônio Domingues de Figueiredo

Vladimir Antonio Paulon

Carlos José Massucato

Maurice Antoine Traboulsi

Nelson Covas

César Henrique Sato Daher

Luiz Carlos Pinto da Silva

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Geraldo Cechella Isaia

Mário Willian Esper

### Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

FURNAS Centrais Elétricas S.A.

LAFARGE HOLCIM

CNO – Construtora Noberto Odebrecht

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

GERDAU

### Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

José Marques Filho

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Prizskulnik

Tulio Nogueira Bittencourt

## 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](http://www.ibracon.org.br)). Os artigos e as notas técnicas são revisadas por, no mínimo, três revisores indicados pelos editores. As discussões e réplicas são aceitas para publicação após uma revisão pelo editores e no mínimo um membro do Corpo Editorial. No caso de desacordo entre revisor e autores, a contribuição será enviada a um especialista na área, não necessariamente do Corpo Editorial.

## Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

## Acesso via Internet

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

## Assinatura

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

## Fotocópias

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

## Direitos autorais

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

## IBRACON

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68, Jardim Olímpia, São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120

Fone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190

E-mail: [arlene@ibracon.org.br](mailto: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.

# Comparison between resistant load contours generated considering the parabolic-rectangular (DPR) and the rectangular (DR) stress-strain diagrams for rectangular sections under combined axial compression and biaxial bending

## Comparação entre envoltórias de esforços resistentes geradas considerando os diagramas parábola retângulo (DPR) e retangular (DR) de tensão-deformação no concreto para seções retangulares solicitadas à flexo-compressão oblíqua



Y. F. FONSECA<sup>a</sup>  
yasminfortes@gmail.com

A. S. C. SILVA<sup>a</sup>  
aloisiosthefano@gmail.com

### Abstract

The aim of this study is to compare the load contour diagrams generated for rectangular RC cross-sections under combined axial compression and biaxial bending obtained by the two forms of analysis allowed by NBR 6118:2014 [1]: the first using the parabolic-rectangular stress-strain diagram (DPR) and the second using the rectangular (constant stress) diagram (DR). In order to compare the load contours generated, a reference cross-section was adopted for which the concrete strength class (from C20 to C90) and the deformation domains (4, 4a and 5) were varied for the study. It was studied whether the use of the different diagrams (DPR or DR) would provide greater (or smaller) resistant efforts for the same section. The results show that the use of the DR is only acceptable when the section is working up to the 4th domain. Above this domain, it was observed that the use of this diagram shows resistant efforts inferior to those calculated by the DPR. In addition, it was found that, for concretes with resistance class above C50, in oblique loading directions, the use of the DR presents higher resistant efforts than those calculated using the DPR.

**Keywords:** combined compression and biaxial bending, load contours, resistance assessment, reinforced concrete.

### Resumo

Esse trabalho tem o objetivo de comparar as envoltórias de resistência geradas para seções transversais retangulares de concreto armado solicitadas à flexo-compressão oblíqua a partir das duas formas de análise permitidas pela NBR 6118:2014 [1]: a primeira utilizando o diagrama tensão-deformação parábola-retângulo do concreto (DPR) e a segunda utilizando o diagrama retangular (simplificado) de tensões no concreto (DR). Para comparar as envoltórias geradas, adotou-se uma seção transversal de referência, onde variou-se a classe de resistência do concreto (de C20 a C90) e o domínio de deformação da peça (entre os domínios 4, 4a e 5) para o estudo. Foi aferido sobre qual diagrama (DPR ou DR) apresenta esforços resistentes maiores (ou menores) para uma mesma seção. Os resultados encontrados mostram que o uso do DR só se justifica quando a peça tiver trabalhando até o domínio 4. Acima desse domínio, foi observado que o uso desse diagrama apresenta esforços resistentes inferiores aos calculados pelo DPR. Além disso, verificou-se que, para concretos com classe de resistência acima de C50, em direções oblíquas de solicitação, o uso do DR apresenta maiores esforços resistentes do que os calculados utilizando o DPR.

**Palavras-chave:** flexo-compressão oblíqua, envoltórias resistentes, verificação de resistência, concreto armado.

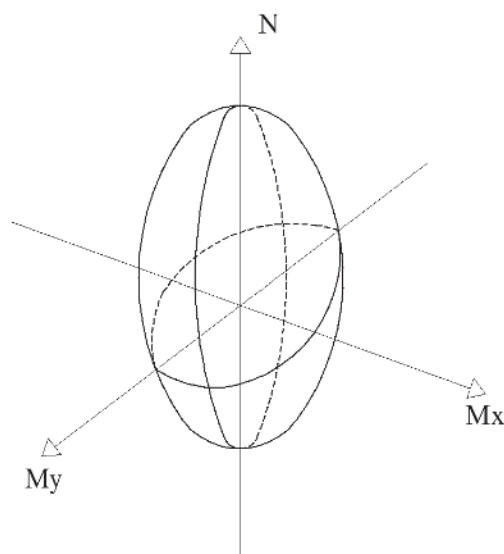
<sup>a</sup> Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Departamento de Construção e Estruturas, Salvador, BA, Brasil.

## 1. Introduction

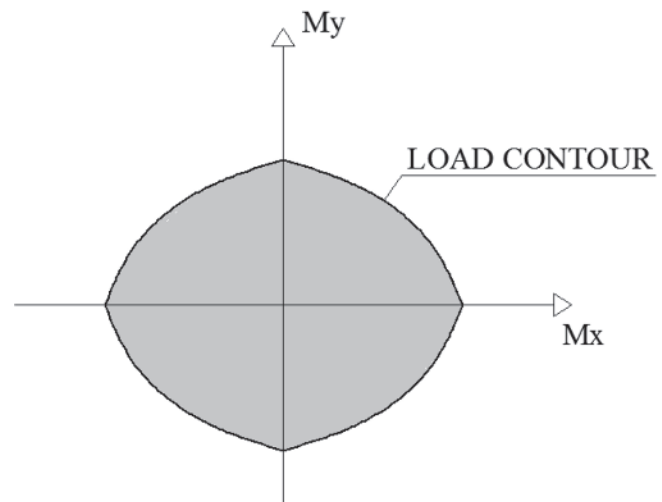
In order to ensure the safety of a reinforced concrete element, while respecting its ultimate limit state (ELU), this element must resist any possible loads that may occur during its service life. Particularly for a compressed section, when bending loads can be neglected or when it is possible to ensure that bending is about one of the main inertia directions, verification can be done in a simpler way, either from simple axial compression analysis or combined axial compression and uniaxial bending, respectively. However, in general, the structural elements are subjected to loading combinations that might have their maximum effects occurring obliquely to the main directions of inertia. In such cases, it is necessary that the analysis is performed considering combined axial compression and biaxial bending.

The combined axial compression and biaxial bending analysis is performed with the generation of a capacity surface for the element cross-section (Figure 1), in which, for each axial compression load, the resisting moments are obtained about the different load directions (from  $0^\circ$  to  $360^\circ$ ). To assure section security, any combination of applied loads (axial compression and bending moments) must be contained within the capacity surface obtained.

To simplify the comparison between section capacity and applied loads, it can be presumed that the design axial load strength ( $N_{Rd}$ ) must be equal to the factored applied axial load ( $N_{sd}$ ) obtained for the structure. Thus, the analysis is limited to the curve representing the load contour of the section for the given axial load (see Figure 2). The total cross-section strength is composed by the contribution portion of each rebar added to the contribution portion of the compressed concrete area. NBR 6118:2014 [1] allows the concrete contribution to be defined in two ways. The first, using the parabolic-rectangular stress-strain diagram, as described in item 8.2.19.1 of [1], and the second using the rectangular (simplified) diagram, according to item 17.2.2 of [1].



**Figure 1**  
Capacity surface between axial and moment strengths



**Figure 2**  
Load contour example for  $N_{Rd} = N_{Sd}$

According to the Fib MC2010 [2] standard, the parabolic-rectangular diagram is the one that best describes the stress distribution in the compressed zone of the concrete for sections subjected to combined axial compression and biaxial bending, in fact, many other normative standards allow the use of this diagram such as the NBR 6118: 2014 [1] and the EN 1992-1-1: 2004 [3]. Hence, the use of the rectangular diagram is a process of analytical approximation allowed by NBR 6118: 2014 [1] (also allowed by other standards) that is justified by the mathematical simplification that it offers in the evaluation of the strength capacity of reinforced concrete sections. The aim of this study is to compare the load contours obtained for rectangular reinforced concrete sections subjected to combined axial compression and biaxial bending generated from the two forms of analysis mentioned above and to verify in which situations the use of the simplified diagram can contribute to uneconomical or unsafe design. In this comparison, the influences of the strain domain variation (domains 3, 4, 4a and 5) and of the concrete strength class variation (C20 to C90) were observed.

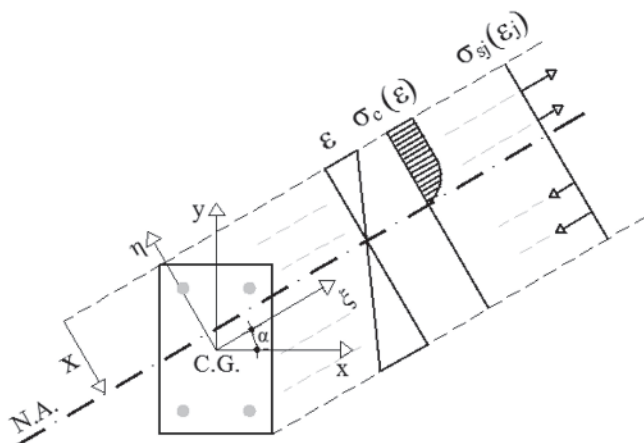
## 2. Load contour generation

### 2.1 Equilibrium equations

For combined axial compression and bending about oblique directions, the neutral axis (N.A.) slope is not necessarily perpendicular to the plane of action of the bending moment ( $M_{sd}$ ), unlike what happens for uniaxial bending (Santos [4]). Thus, both the slope ( $\alpha$ ) of the N.A. and its depth ( $X$ ) relative to the most compressed concrete fiber represent unknowns for design, which makes it considerably more complex (Figure 3). According to (Campos [5]), these two parameters ( $\alpha$  and  $X$ ) define the strain state of the section.

Each load contour can then be generated from the calculation of the moment strength about the two main inertia directions ( $x, y$ ) for  $\alpha$  values varying from  $0^\circ$  to  $360^\circ$ . For each value of  $\alpha$  considered, the depth of the N.A. must be calculated such that the resulting axial strength load equals the applied axial load. For calculation





**Figure 3**  
Strain state defined for a given depth and slope of N.A.

purposes, it is convenient to define a new cartesian plane that follows the strain orientation in the section (Campos [5]). Hence, the initial cartesian plane of the section (x,y) is rotated by the angle  $\alpha$  to establish the new plane ( $\xi,\eta$ ), in which the abscissa axis ( $\xi$ ) is located parallel to the N.A. and the ordinate axis ( $\eta$ ) points towards the most compressed fiber. The vertices and bars coordinates that define the section must be transformed from the initial cartesian plane (x,y) to the rotated plane ( $\xi,\eta$ ), through the equations (1) and (2) below:

$$\xi = x \cdot \cos(\alpha) + y \cdot \sin(\alpha) \tag{1}$$

$$\eta = -x \cdot \sin(\alpha) + y \cdot \cos(\alpha) \tag{2}$$

In this work, the sign convention adopted is positive for axial compression load and bending moments should be considered positive as indicated in Figure 4.

For a known strain state ( $\alpha$  and X) and from the concrete and steel stresses, three equilibrium equations can be obtained, as expressed in equations (3), (4) and (5). These equations are used to establish the design moment strengths for each angle of N.A. slope.

$$NR_d = \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) dA + \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \tag{3}$$

$$MR\eta_d = \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot \xi dA + \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \cdot \xi_j \tag{4}$$

$$MR\xi_d = - \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot \eta dA - \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \cdot \eta_j \tag{5}$$

where:

$NR_d$  = design axial load strength

$MR\eta_d$  = design moment strength about  $\eta$  axis

$MR\xi_d$  = design moment strength about  $\xi$  axis

$n$  = total number of rebars;

$\sigma_c$  = stress on concrete;

$\sigma_s$  = stress on steel;

$A_{bj}$  = steel area of rebar  $j$ ;

$A_{cc}$  = concrete compressed area;

$\epsilon_j$  = strain in rebar  $j$ ;

$\epsilon_c$  = strain in concrete.

The axial load is independent of the reference cartesian plane. However, the moment strengths (about  $\xi$  and  $\eta$  axis) must be transformed back into the initial cartesian plane (x,y) so that they can be compared with the applied moments. This can be done from equations (6) e (7) below:

$$MRx_d = MR\xi_d \cdot \cos \alpha - MR\eta_d \cdot \sin \alpha \tag{6}$$

$$Mry_d = MR\xi_d \cdot \sin \alpha + MR\eta_d \cdot \cos \alpha \tag{7}$$

From the set of moment strengths obtained for the various values of  $\alpha$ , the load contour that represents the section capacity can be generated. For economical design, the difference between applied bending moments and the load contour limits must not be significant.

## 2.2 Strain calculation

After defining the strain domain of the section, it is possible to calculate the strain at the ends of the section ( $\epsilon_s$  and  $\epsilon_c$ ) and to establish a relation between them that allows the calculation of the strain for every section point. Thereby, it is possible to define the strain of each rebar present in the analyzed reinforced concrete section.

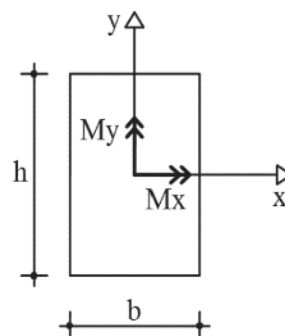
Following the procedure adopted by (Campos [5]), from the maximum ( $\eta_{v,max}$ ) and minimum ( $\eta_{v,min}$ ) vertices ordinates and the minimum rebar ordinate ( $\eta_{s,min}$ ), that is, the ordinate of the most tensioned rebar, both the height ( $h = \eta_{v,max} - \eta_{v,min}$ ) and the effective depth of the section ( $d = \eta_{v,max} - \eta_{s,min}$ ) can be defined, as shown in Figure 5.

The relation between strains, expressed by the equation (8), can be used to calculate the strain at a generic point in the section with ordinate  $\eta_j$ .

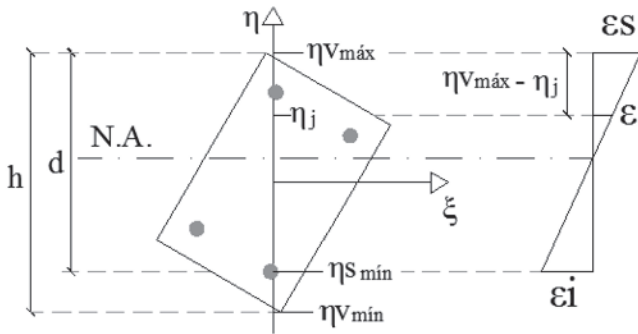
$$\epsilon_j = \epsilon_s - \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d} \cdot (\eta_{v,max} - \eta_j) \tag{8}$$

to simplify this equation, it can be rewritten as:

$$\epsilon_j = b \cdot \eta + c \tag{9}$$



**Figure 4**  
Convention for positive moments



**Figure 5**  
Height and effective depth

Where  $b$  is the section curvature, given by equation (10), and  $c$  is the strain of the fiber located at the center of gravity of the section, calculated by equation (11).

$$b = \frac{\epsilon s - \epsilon i}{d} \quad (10)$$

$$c = \epsilon s - b \cdot \eta v_{\max} \quad (11)$$

### 2.3 Calculation of steel strength

To define compression and bending steel strength, each rebar is considered to contribute independently to the section total strength. In this way, the total strength calculation is taken as the sum of the strength offered by each rebar. The strain in each rebar is defined as a function of its ordinate and depends on the strain domain of the section. With that, the respective steel stresses ( $\sigma_s$ ) are calculated considering the stress-strain diagram of the material (item 8.3.6 of NBR 6118:2014 [1]). Finally, the total strength offered

by steel is calculated as expressed in equations (3), (4) and (5).

### 2.4 Calculation of concrete strength

For concrete strength calculation, NBR 6118:2014 [1] defines the parabolic-rectangular stress-strain diagram for classes C20 to C90 as shown in Figure 6.

Overall, these diagrams present a curved initial part, which extends until the strain equals  $\epsilon_{c2}$  (specific shortening strain of concrete at reaching the maximum strength) and is followed by a constant part until it reaches the strain  $\epsilon_{cu}$  (specific shortening strain of concrete at ultimate strength), as shown in Figure 7.

The equation that defines stress in the curved part of the diagram is given by:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (12)$$

where,

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,4$$

$f_{ck}$  = characteristic compressive strength of concrete specimens tested at 28 days

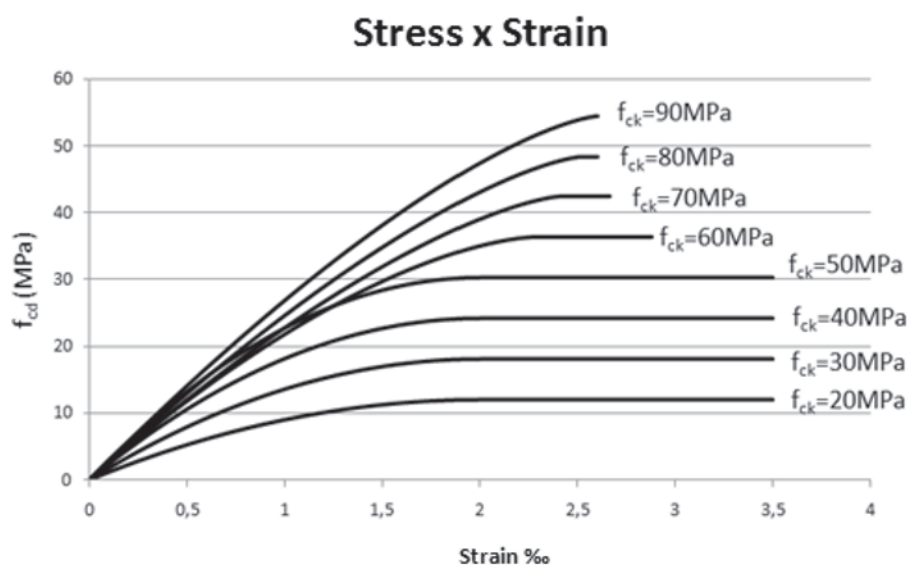
$f_{cd}$  = design compressive strength of concrete

As defined in item 8.2.10.1 of NBR 6118:2014 [1], the index value  $n$  depends on the  $f_{ck}$  and is given as  $n = 2$ , for  $f_{ck} \leq 50$ MPa, and as  $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$ , for  $50$ MPa  $< f_{ck} < 90$ MPa.

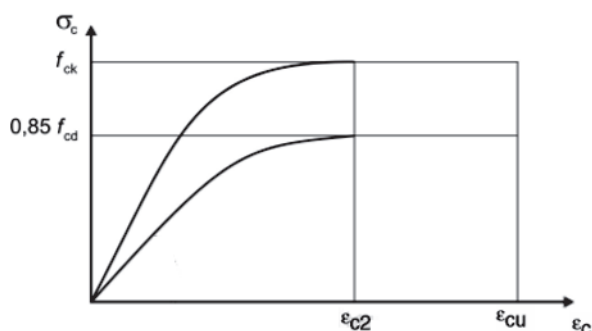
In order to ease the calculation of concrete strength for  $f_{ck} > 50$ MPa, it is proposed by (Campos [5]) that the first part of the diagram is approximated to a parabola of the second degree passing through the origin. This author defines this parabola equation as:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \cdot (a_2 \cdot \epsilon_c^2 + a_1 \cdot \epsilon_c) \quad (13)$$

where  $a_1$  and  $a_2$  are the coefficients that correlate the real curve and the approximated parabola.



**Figure 6**  
Stress-strain diagram for concrete strength classes C20 to C90



**Figure 7**  
Stress-strain diagram for concrete (source: [1])

By adjusting parabolas to stress-strain curves performed with Microsoft Excel software, the values for  $a_1$  and  $a_2$  shown in Table 1 are obtained.

It was observed that the correlation coefficients ( $R^2$ ) between the actual curves and the parabolic approximations had values very close to 1 (around 0,998), which confirms that the adoption of parabolic curves to represent the material behavior is satisfactory. As stated in item 17.2.2 of NBR 6118:2014 [1], in addition to the parabolic-rectangular diagram of stresses for concrete, a simplified rectangular diagram with height  $y = \lambda X$  can be used (see Figure 8). In this diagram, acting stress is considered constant up to the depth  $y$  and is equal to  $\alpha_c \cdot f_{cd}$  when the section width (measured parallel to the N.A.) does not decrease therefrom to the compressed edge. For combined axial compression and biaxial bending, this occurs for N.A. with slopes  $\alpha = (0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, 270^\circ, 360^\circ)$ . For other slopes, the section width decreases towards the most compressed fiber and, in such cases, the constant stress of the diagram must be considered equal to  $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$ . As recommended by (Santos [4]), it is convenient that this reduced stress is used regardless of the slope of the neutral axis. The parameters  $\lambda$  and  $\alpha_c$  are defined

as functions of the compressive strength of the concrete, according to item 17.2.2 of NBR 6118:2014 [1], as 0,8 and 0,85, respectively, for  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  and through equations (14) and (15) for  $50\text{MPa} < f_{ck} < 90\text{MPa}$ .

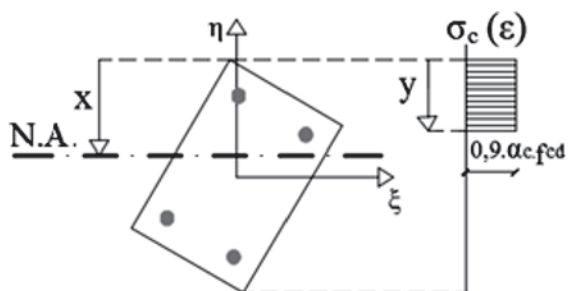
$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \tag{14}$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50)/200] \tag{15}$$

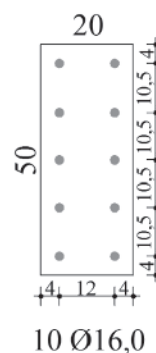
The concrete contribution to strength is obtained from integrations over the compressed concrete area of the section as described in equilibrium equations (3), (4) e (5), where the stress in concrete is obtained through the strain calculated for each ordinate. To solve these integrals, different procedures can be adopted. Works like the ones of (Campos [5]) and (Muniz [6]) use the Green Theorem to transform surface integrals into contour integrals that are solved along the vertices of the compressed section area. Other works such as those of (Cardoso Júnior [7]) and (Suaznabar e Silva [8]) use the cross-section discretization to solve the same problem analytically. This work has adopted the methodology detailed in (Campos [5]) for load contour generation.

### 3. Comparative analysis of load contours

In order to evaluate the differences between the load contours generated using the parabolic-rectangular or the rectangular diagrams, a case study was carried out for a reference cross-section (Figure 9). For this, a program was implemented in Microsoft Excel software based on the concepts presented previously. The program enables the generation of load contours by both methods. The program presentation is better defined in the work of (Fonseca [9]). Figure 10 presents an example of load contour overlapping generated by the program considering the C30 strength concrete class



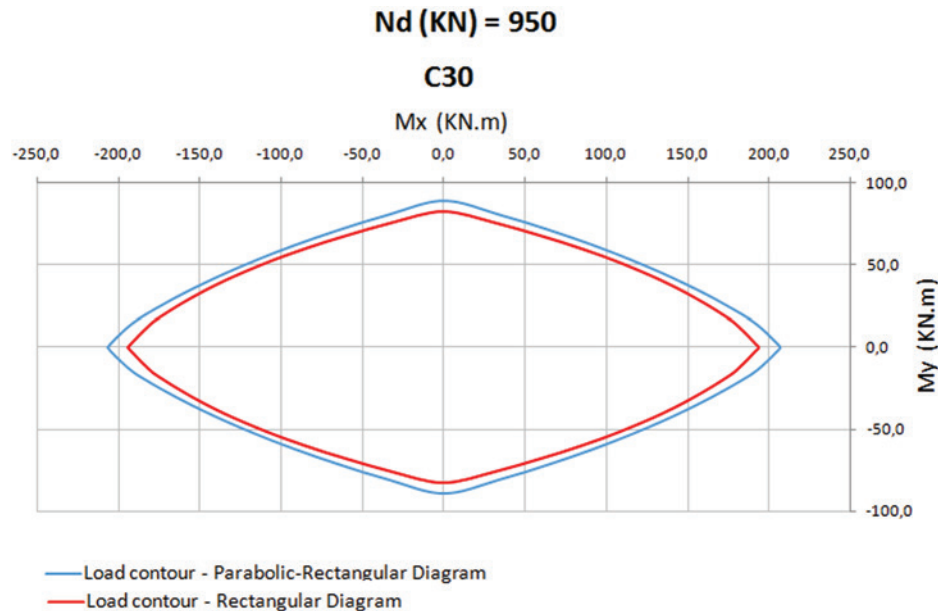
**Figure 8**  
Rectangular concrete stresses diagram (simplified)



**Figure 9**  
Geometry of reference cross-section for case study

**Table 1**  
 $a_1$  and  $a_2$  correlation coefficients between actual stress-strain curve and the approximated parabola

$f_{ck}$ (MPa)	$\leq 50$	60	70	80	90
$a_1$	1	0,72055	0,62031	0,58129	0,56158
$a_2$	-0,25	-0,12564	-0,08679	-0,07422	-0,06927



**Figure 10**  
Example of load contour overlapping

and the 950 KN axial load strength. In addition to graphic result, the program also provides the moment strength of the section for each slope of the assumed neutral axis (from 0° to 360°, every 5°, in a table.

Initially, as a means to investigate the differences between axial strengths obtained by the parabolic-rectangular and rectangular diagrams for sections under pure axial compression, the value of the maximum axial load design strength of the model section in domain 5 was verified. For this, it was considered N.A. tending to infinity and fully compressed section with constant strain  $\epsilon_{c2}$ . Table 2 lists the values obtained for the maximum axial load design strength considering the parabolic-rectangular and rectangular diagrams for concrete strength classes C20 to C90.

It can be observed that for concretes with  $f_{ck} \leq 50$ MPa the difference between the axial load strengths is not very expressive, reaching the maximum of 8%. However, for higher strength classes, the difference increases as the  $f_{ck}$  becomes higher, reaching 24% for C90 concretes. In building structures, it is usual to adopt concretes with  $f_{ck} \leq 50$ MPa, nevertheless, for

cases where the  $f_{ck}$  used is superior, the design done using the rectangular diagram can become uneconomical, since there could be considered a higher axial load strength calculated by the parabolic-rectangular diagram.

In addition, this work also sought to evaluate how the differences between load contours are influenced by the increase in the strain domain and by the variation on the concrete strength class. Table 3 presents the results found for moment strengths corresponding to N.A. slopes of 0°, 45° and 90°, using concretes with strength classes C20 to C90 and increasing values for the factored applied axial load.

For all strength classes, the depth of the N.A grows with the increase of the axial load, as there must be a larger compressed concrete area for section equilibrium. Consequently, the strain domain also increases. Evaluating the results of Table 3, it can be observed that the higher the strain domain becomes, the greater are the differences between moment strengths (independently of the N.A. slope). In domain 4, these differences are moderate, reaching the maximum of 15%, whereas in domain 4a, and especially in do-

**Table 2**  
Comparison between maximum axial load design strengths

$f_{ck}$ (MPa)	$N_{Rd}$ (KN) calculated through the use of:		Percent variation
	DPR	DR	
20	2058,7	1937,3	6%
30	2665,9	2483,7	7%
40	3273,0	3030,2	7%
50	3880,2	3576,6	8%
60	4490,8	3988,8	11%
70	5093,3	4316,7	15%
80	5696,5	4589,9	19%
90	6294,5	4808,5	24%

DPR = parabolic-rectangular diagram; DR = rectangular diagram

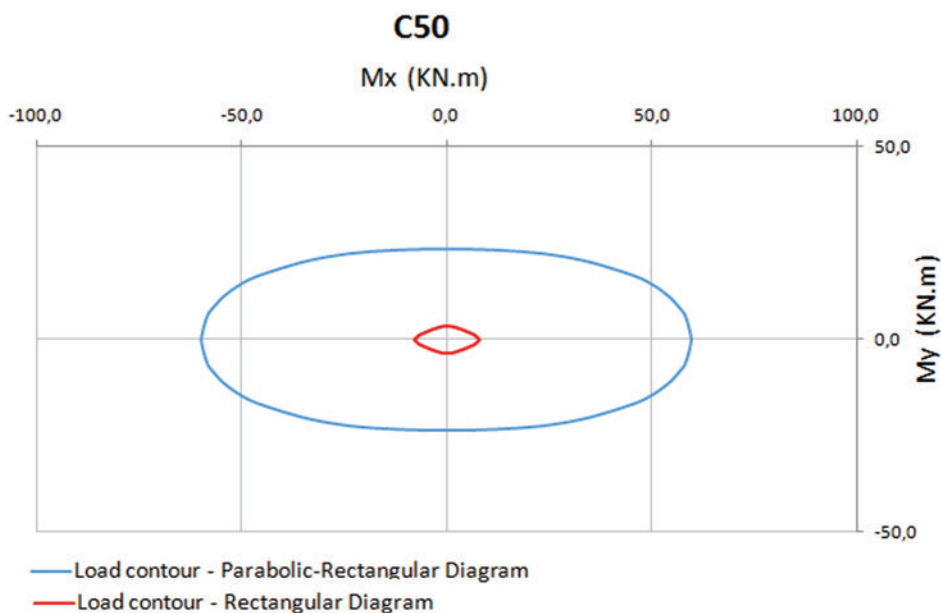
main 5, these differences can reach up to 99%. Figure 11 shows an example of load contour overlapping in domain 5 in which a large discrepancy between load contours can be observed.

Furthermore, it is also observed that for  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  the oblique moment strength ( $M_{Rd,\alpha} = 45^\circ$ ) obtained for the rectangular diagram is always smaller than that obtained for the parabolic-rectangular diagram, so that the design done with the rectangular diagram is always in safety favor for such cases. Nonetheless, for  $f_{ck} > 50\text{MPa}$  and strain domains 3 and 4, it can be noticed that the oblique moment strength obtained by the rectangular diagram becomes larger than that obtained by the parabolic-rectangular diagram, as exemplified in Figure 12. This situation presents the possibility of realizing an unsafe design when adopting the rectangular diagram. It is observed that for strength classes C70 and

C80 the difference between oblique moment strengths (about 7%) was more pronounced than that obtained for the classes C60 and C90 (maximum of 3%).

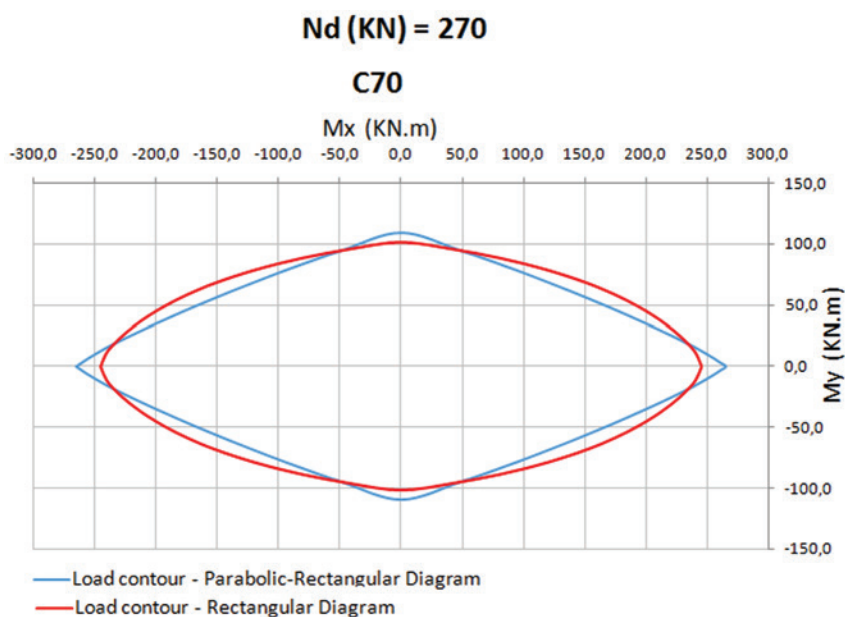
## 4. Discussion

As shown in Table 2, the percent variation between the axial load strengths obtained increased with the increase in  $f_{ck}$ , especially for concretes above C50 class. This is justified because, for a fully compressed section, all concrete area is resisting under a stress of  $0,85f_{cd}$  when using the parabolic-rectangular diagram, which is greater than the assumed  $0,9\alpha_c f_{cd}$  stress when using the rectangular diagram. For values of  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ , the  $\alpha_c$  value is equal to 0,85, but, according to equation (15), this value decreases with increasing



**Figure 11**

Load contour overlapping for an example section on domain 5



**Figure 12**

Example of rectangular diagram load contour superior to the one of the parabolic-rectangular diagram on oblique directions

$f_{ck}$ , so that the stress calculated with the simplified diagram becomes more conservative with increasing concrete strength classes.

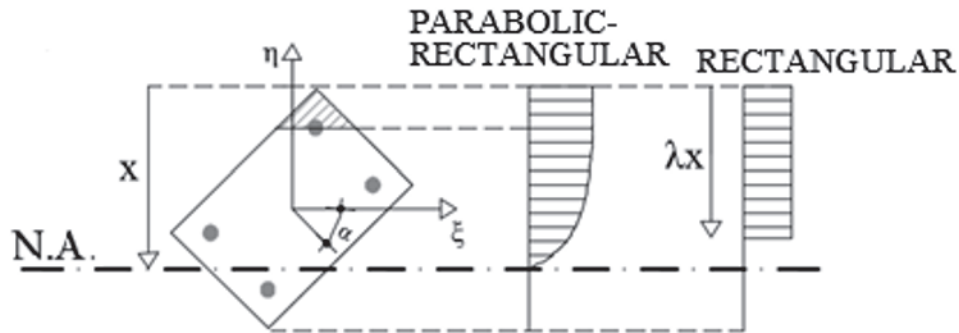
Similarly, as presented in Table 3, for sections between the domains 4a and 5, the percent variation between moment strengths obtained is very expressive and becomes larger with the increase in the strain domain. For these predominantly compressed sec-

tions, the stress acting over the entire cross-section according to the parabolic-rectangular diagram becomes close to its peak stress ( $0,85f_{cd}$ ) and, for this reason, the consideration of an inferior constant compressive stress for the rectangular diagram ( $0,9\alpha_c f_{cd}$ ) impacts on the decrease of moment strengths calculated using this diagram.

**Table 3**  
Comparison between moment strengths

$f_{ck}$ (MPa)	$N_{sd}$	Domain	$M_{Rd,\alpha=0^\circ}$ (KN.m) calculated by:		Perc. Var.	$M_{Rd,\alpha=45^\circ}$ (KN.m) calculated by:		Perc. Var.	$M_{Rd,\alpha=90^\circ}$ (KN.m) calculated by:		Perc. Var.
			DPR	DR		DPR	DR		DPR	DR	
20	70	4	168,9	159,1	6%	143,7	137,6	4%	73,5	68,9	6%
	110	4	140	128,6	8%	123,6	116,1	6%	58,0	53	9%
	150	4a	95,2	81,9	14%	84,6	74,0	13%	38,1	32,3	15%
	190	5	29,8	9,6	68%	28,1	8,6	69%	11,9	4	66%
30	95	4	206,8	193,9	6%	178,3	170,0	5%	89,2	82,8	7%
	145	4	176,1	159,8	9%	156,4	145,8	7%	72,5	65,5	10%
	195	4a	122,1	101,8	17%	108,7	92,4	15%	48,9	40,3	18%
	245	5	39,7	9	77%	37,6	8,1	78%	15,8	3,8	76%
40	120	4	243,7	228,6	6%	212,6	202,4	5%	104,6	96,6	8%
	180	4	212	191	10%	189,3	175,6	7%	86,9	78	10%
	240	4a	148,9	121,6	18%	132,7	110,8	17%	59,6	48,2	19%
	300	5	49,8	8,5	83%	47,2	7,5	84%	19,7	3,6	82%
50	145	4	280,5	263,1	6%	246,8	234,7	5%	119,8	110,4	8%
	215	4	247,9	222,4	10%	222,1	205,4	8%	101,3	90,5	11%
	285	4a	175,7	141,5	19%	156,8	129,2	18%	70,4	56,2	20%
	355	5	59,9	7,9	87%	56,8	7,0	88%	23,7	3,4	86%
60	170	4	286,5	273	5%	238,6	244,9	-3%	118,7	113,5	4%
	245	4	253,8	233,3	8%	211,2	213,9	-1%	105,2	96,8	8%
	320	4a	177,8	145,6	18%	149,2	130,0	13%	72,4	59,4	18%
	395	5	74,2	6,8	91%	62,0	6,1	90%	29,9	2,3	92%
70	190	4	298,8	286,9	4%	242,3	258,8	-7%	122,1	117,4	4%
	270	4	265,3	245,5	7%	209,4	224,8	-7%	109,7	102	7%
	350	4a	184,6	148,7	19%	144,5	131,1	9%	76,2	62,1	18%
	430	5	91,4	3,2	97%	71,3	3,1	96%	36,9	1	97%
80	200	4	321,3	302	6%	258,6	272,8	-6%	130,7	123,1	6%
	285	4	291,4	262,1	10%	227,3	240,8	-6%	119,6	108,2	10%
	370	4a	212,6	162,7	23%	162,8	143,8	12%	87,8	67,8	23%
	455	5	118,9	3,8	97%	91,0	3,7	96%	48,0	1,2	98%
90	210	4	346,5	313,4	10%	278,8	283,8	-2%	140,6	127,6	9%
	300	4	320,5	273,4	15%	250,5	252,0	-1%	131,1	112,7	14%
	390	4a	243,3	168,6	31%	185,4	149,5	19%	100,3	69,8	30%
	480	5	150,3	1,8	99%	114,6	1,7	99%	60,7	0,5	99%

DPR = Parabolic-rectangular diagram; DR = Rectangular diagram; Perc. Var. = Percent Variation ((DPR-DR)/DPR)



**Figure 13**  
Comparison between stresses diagrams on oblique directions

In the comparison between load contours, it is necessary that, regardless of the stress diagram of concrete used, the axial load design strength is equal to the factored applied axial load. Based on this principle, for the axial load strength obtained using the rectangular diagram to match the one calculated using the parabolic-rectangular diagram, it must have a larger compressed concrete area, once its admitted resisting stress is smaller. With this, the depth of the neutral axis of the rectangular diagram increases, so that its moment strength become even smaller than those calculated by the parabolic-rectangular diagram.

It was also observed that for values of  $f_{ck} > 50\text{MPa}$  and domain 4, the load contour obtained using the rectangular diagram was superior to that obtained by the parabolic-rectangular diagram in oblique load directions (Figure 12). This is due to the fact that the greater the concrete class is, the smaller becomes its constant stress part and the larger is its curved stress part of the parabolic-rectangular diagram (Figure 6), which makes it even harder to represent the DPR as a constant stress diagram (rectangular). For oblique directions, in particular, there are stress distribution configurations (Figure 13) where the area of the uniformly compressed section by the parabolic-rectangular diagram is expressively smaller than that considered by the rectangular diagram, so that the resistance moments obtained by the former become smaller than those obtained by the latter.

## 5. Conclusions

According to the results and discussions presented in this paper, it can be concluded that despite the mathematical simplification implied by the use of the rectangular diagram for section strength calculation and its appropriate representation of the parabolic-rectangular diagram for many practical applications of section verification, some caveats to its use must be made.

First, for sections designed in strain domains 4a and 5 (that are commonly used for column design), the use of the rectangular diagram presents very conservative results which, therefore, are uneconomical when compared with the results obtained using the parabolic-rectangular diagram. It is also observed that for classes C60 to C90 of concrete strength and oblique load directions, there are cases in which the resistance moments calculated using the rectangular diagram are against safety. However, the difference between these and those calculated by the parabolic-rectangular diagram is not significant, being at most 7%.

Section 17.2.2-e of NBR 6118:2014 [1] states that the differences between the results obtained using the parabolic-rectangular and

the rectangular diagrams are small and acceptable and that there is no need for correction by an additional coefficient. It is understood, therefore, that this standard values design security because, as was verified, for most cases, the use of the rectangular stress diagram provides section strengths inferior to those calculated using the parabolic-rectangular diagram. Thus, the rectangular diagram can be used when there are no sophisticated calculation tools available. However, particularly to ensure the economical design of the analyzed sections under combined axial compression and biaxial bending, the use of the parabolic-rectangular stress-strain diagram becomes more appropriate as it allows for a greater sectional strength.

## 6. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. – Rio de Janeiro, 2014.
- [2] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. MC2010 – Model Code for Concrete Structures. – Lausanne, 2010.
- [3] EUROPEAN STANDARDS. EUROCODE 2 – Design for concrete structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2004.
- [4] SANTOS, L.M. – Cálculo de concreto armado segundo a NB1/78 e o CEB. – São Paulo, 1981.
- [5] CAMPOS FILHO, A. – Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidas à flexão-composta oblíqua – Porto alegre, 2014.
- [6] MUNIZ, C. F. D. G. – Modelos numéricos para análise de elementos estruturais mistos. – Dissertação (Mestrado Acadêmico) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.
- [7] CARDOSO JÚNIOR, S. – Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado – São Paulo, 2014.
- [8] SUAZNÁBAR, J. S.; SILVA, V. P.– Código para flexão composta oblíqua de pilares curtos de concreto: superfícies do estado-limite – XXXVI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Montevideu, 2014.
- [9] FONSECA, Y. F. – Verificação de pilares retangulares de concreto armado solicitados à flexo-compressão oblíqua: abordagem teórica e geração gráfica de envoltórias resistentes – Monografia de conclusão de curso – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

# Comparison between resistant load contours generated considering the parabolic-rectangular (DPR) and the rectangular (DR) stress-strain diagrams for rectangular sections under combined axial compression and biaxial bending

## Comparação entre envoltórias de esforços resistentes geradas considerando os diagramas parábola retângulo (DPR) e retangular (DR) de tensão-deformação no concreto para seções retangulares solicitadas à flexo-compressão oblíqua



Y. F. FONSECA<sup>a</sup>  
yasminfortes@gmail.com

A. S. C. SILVA<sup>a</sup>  
aloisiothefano@gmail.com

### Abstract

The aim of this study is to compare the load contour diagrams generated for rectangular RC cross-sections under combined axial compression and biaxial bending obtained by the two forms of analysis allowed by NBR 6118:2014 [1]: the first using the parabolic-rectangular stress-strain diagram (DPR) and the second using the rectangular (constant stress) diagram (DR). In order to compare the load contours generated, a reference cross-section was adopted for which the concrete strength class (from C20 to C90) and the deformation domains (4, 4a and 5) were varied for the study. It was studied whether the use of the different diagrams (DPR or DR) would provide greater (or smaller) resistant efforts for the same section. The results show that the use of the DR is only acceptable when the section is working up to the 4th domain. Above this domain, it was observed that the use of this diagram shows resistant efforts inferior to those calculated by the DPR. In addition, it was found that, for concretes with resistance class above C50, in oblique loading directions, the use of the DR presents higher resistant efforts than those calculated using the DPR.

**Keywords:** combined compression and biaxial bending, load contours, resistance assessment, reinforced concrete.

### Resumo

Esse trabalho tem o objetivo de comparar as envoltórias de resistência geradas para seções transversais retangulares de concreto armado solicitadas à flexo-compressão oblíqua a partir das duas formas de análise permitidas pela NBR 6118:2014 [1]: a primeira utilizando o diagrama tensão-deformação parábola-retângulo do concreto (DPR) e a segunda utilizando o diagrama retangular (simplificado) de tensões no concreto (DR). Para comparar as envoltórias geradas, adotou-se uma seção transversal de referência, onde variou-se a classe de resistência do concreto (de C20 a C90) e o domínio de deformação da peça (entre os domínios 4, 4a e 5) para o estudo. Foi aferido sobre qual diagrama (DPR ou DR) apresenta esforços resistentes maiores (ou menores) para uma mesma seção. Os resultados encontrados mostram que o uso do DR só se justifica quando a peça tiver trabalhando até o domínio 4. Acima desse domínio, foi observado que o uso desse diagrama apresenta esforços resistentes inferiores aos calculados pelo DPR. Além disso, verificou-se que, para concretos com classe de resistência acima de C50, em direções oblíquas de solicitação, o uso do DR apresenta maiores esforços resistentes do que os calculados utilizando o DPR.

**Palavras-chave:** flexo-compressão oblíqua, envoltórias resistentes, verificação de resistência, concreto armado.

<sup>a</sup> Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Departamento de Construção e Estruturas, Salvador, BA, Brasil.



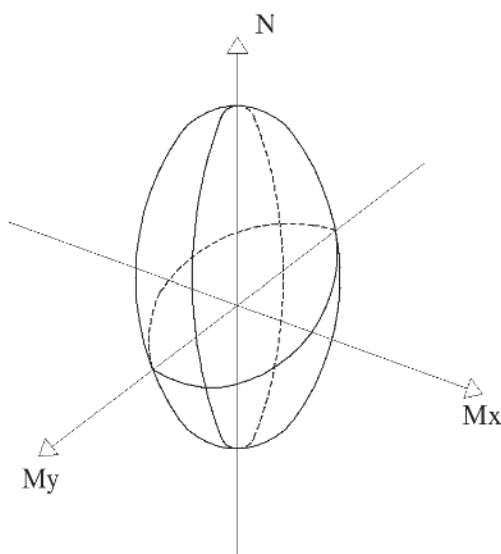
## 1. Introdução

Para garantir a segurança de uma peça de concreto armado, respeitando o seu estado limite último (ELU), é necessário que este elemento resista à qualquer solicitação que porventura ocorra durante a sua vida útil. Particularmente para uma seção comprimida, quando os esforços de flexão puderem ser desprezados ou quando for possível garantir que estes ocorram segundo as suas direções principais de inércia, a verificação pode ser feita de uma maneira mais simplificada, a partir da análise em compressão simples ou em flexo-compressão reta, respectivamente. Contudo, de maneira geral, os elementos estruturais estão submetidos à combinações de carregamento cujas máximas solicitações podem ocorrer obliquamente às direções principais. Nesses casos, é necessário que a análise seja realizada considerando a flexo-compressão oblíqua.

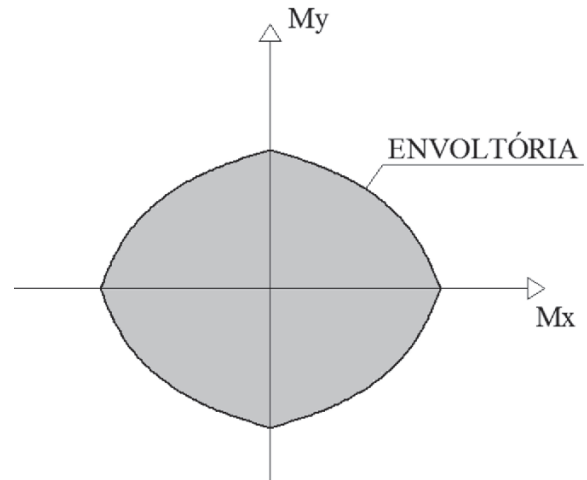
A análise da seção em flexo-compressão oblíqua é feita a partir da geração de um diagrama de envoltórias resistentes da seção transversal (Figura 1), onde, para cada esforço normal, são obtidos os momentos fletores resistentes nas diversas direções de solicitação (de 0° a 360°). Para que a segurança da seção seja garantida, qualquer combinação de solicitações (Normal e Momento Fletor) deve estar contida no diagrama de envoltórias resistentes obtido.

Para simplificar a comparação entre os esforços resistentes e solicitantes, pode-se pré-estabelecer que o esforço normal resistente de cálculo ( $N_{Rd}$ ) deve ser igual ao esforço normal solicitante de cálculo ( $N_{Sd}$ ) obtido para estrutura. Com isso, a análise passa a ser limitada à curva que representa a envoltória de esforços resistentes da seção para o dado esforço normal (ver Figura 2).

A resistência total da seção transversal é composta pelas parcelas referentes à contribuição de cada armadura somadas com a parcela de contribuição da seção de concreto comprimida. A NBR 6118:2014 [1] permite que a contribuição do concreto seja defini-



**Figura 1**  
Superfície de interação entre esforço normal e momentos fletores



**Figura 2**

Exemplo de envoltória de esforços resistentes para  $N_{Rd} = N_{Sd}$

da de duas formas. A primeira através da utilização do diagrama parábola-retângulo de tensões no concreto, conforme descrito no item 8.2.10.1 de [1], e a segunda através da utilização do diagrama retangular (simplificado), conforme item 17.2.2 de [1].

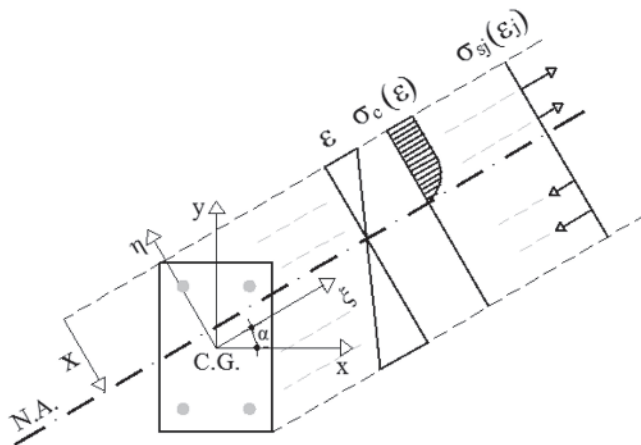
De acordo com a norma Fib MC2010 [2], o diagrama parábola-retângulo é aquele que descreve melhor a distribuição de tensões na zona comprimida do concreto para seções solicitadas à flexo-compressão, sendo esse diagrama permitido por muitas referências normativas a exemplo da NBR 6118:2014 [1] e EN 1992-1-1:2004 [3]. Dessa forma, o uso do diagrama retangular de tensões é um processo de aproximação analítica permitido pela NBR 6118:2014 [1] (também permitido por outras normas) que se justifica pela simplificação matemática que oferece na avaliação da capacidade resistente desse material.

O objetivo desse estudo é comparar as envoltórias de resistência das seções retangulares de concreto armado solicitadas à flexo-compressão oblíqua geradas a partir das duas formas de análise citadas anteriormente e verificar em quais situações a utilização da diagrama simplificado pode tornar o dimensionamento antieconômico ou contra a segurança. Nessa comparação, foram observadas as influências da variação do domínio de deformação (domínios 3, 4, 4a e 5) da seção transversal e da variação da classe de resistência do concreto (C20 a C90).

## 2. Geração das envoltórias de esforços resistentes

### 2.1 Equações de equilíbrio

Na flexo-compressão oblíqua, a direção da linha neutra (L.N.) não é, necessariamente, perpendicular ao plano de ação do momento fletor ( $M_{Sd}$ ), ao contrário do que acontece para flexão reta (Santos [4]). Desta forma, tanto a inclinação ( $\alpha$ ) da L.N. como a sua profundidade ( $X$ ) em relação à fibra mais comprimida do concreto representam incógnitas para o dimensionamento, tornando-o



**Figura 3**  
Estado de deformação definido para uma dada profundidade e inclinação da L.N

consideravelmente mais complexo (Figura 3). De acordo com (Campos [5]), esses dois parâmetros ( $\alpha$  e  $X$ ) definem o estado de deformação da peça.

Cada envoltória de resistência pode então ser gerada a partir do cálculo dos momentos resistentes nas duas direções principais de inércia ( $x, y$ ) para valores de  $\alpha$  variando desde  $0^\circ$  a  $360^\circ$ . Para cada valor de  $\alpha$  considerado, deve-se calcular a profundidade da L.N. tal que o esforço normal resistente resultante se iguale ao esforço normal solicitante. Para efeito de cálculo, é conveniente que seja definido um novo plano cartesiano que acompanhe a orientação das deformações na peça (Campos [5]). Assim, o plano cartesiano inicial da seção ( $x, y$ ) é rotacionado do ângulo  $\alpha$  para que seja estabelecido o novo plano ( $\xi, \eta$ ), onde eixo das abscissas ( $\xi$ ) está localizado paralelamente à L.N. e o eixo das ordenadas ( $\eta$ ) aponta no sentido da fibra mais comprimida. As coordenadas dos vértices e barras que definem a seção devem ser transformadas do plano cartesiano inicial ( $x, y$ ) para o plano rotacionado ( $\xi, \eta$ ), através das equações (1) e (2) a seguir:

$$\xi = x \cdot \cos(\alpha) + y \cdot \sin(\alpha) \quad (1)$$

$$\eta = -x \cdot \sin(\alpha) + y \cdot \cos(\alpha) \quad (2)$$

Nesse trabalho é adotada a convenção de que esforços normais de compressão são positivos e momentos fletores são positivos conforme indicado na Figura 4.

Para um estado de deformação ( $\alpha$  e  $X$ ) conhecidos e a partir das tensões presentes no concreto e no aço, pode-se obter as três equações de equilíbrio expressas nas equações (3), (4) e (5). Essas equações são utilizadas para se obter os momentos resistentes de cálculo para cada ângulo de inclinação da L.N.

$$NR_d = \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) dA + \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \quad (3)$$

$$MR\eta_d = \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot \xi dA + \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \cdot \xi_j \quad (4)$$

$$MR\xi_d = - \int_{A_{cc}} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot \eta dA - \sum_{j=1}^n A_{bj} \cdot \sigma_s(\epsilon_j) \cdot \eta_j \quad (5)$$

onde:

$NR_d$  = esforço normal resistente de cálculo;

$MR\eta_d$  = momento resistente de cálculo em torno do eixo  $\eta$ ;

$MR\xi_d$  = momento resistente de cálculo em torno do eixo  $\xi$ ;

$n$  = número total de barras;

$\sigma_c$  = tensão no concreto;

$\sigma_s$  = tensão no aço;

$A_{bj}$  = área de aço da barra  $j$ ;

$A_{cc}$  = área de concreto comprimida;

$\epsilon_j$  = deformação do aço da barra  $j$ ;

$\epsilon_c$  = deformação do concreto.

O esforço normal independe do plano cartesiano de referência.

Entretanto, os momentos resistentes (em relação aos eixos  $\xi$  e  $\eta$ ) devem ser novamente transformados para o plano cartesiano inicial ( $x, y$ ) para que possam ser comparados com os momentos solicitantes. Isso pode ser feito a partir das equações (6) e (7) a seguir:

$$MRx_d = MR\xi_d \cdot \cos \alpha - MR\eta_d \cdot \sin \alpha \quad (6)$$

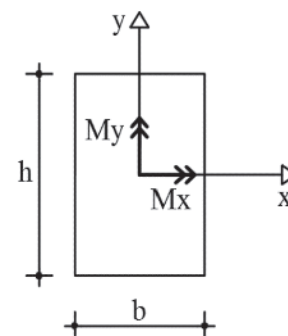
$$Mry_d = MR\xi_d \cdot \sin \alpha + MR\eta_d \cdot \cos \alpha \quad (7)$$

A partir do conjunto de momentos resistentes para os diversos valores de  $\alpha$ , é gerada a curva que representa a envoltória de esforços resistentes da seção transversal. Para o dimensionamento econômico de uma seção, a diferença entre a máxima combinação de solicitação e a capacidade resistente da peça não deve ser muito expressiva.

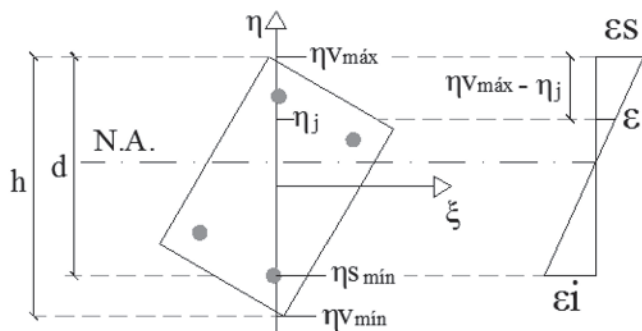
## 2.2 Cálculo das deformações

Definido o domínio de dimensionamento da seção, é possível calcular as deformações nos extremos da seção ( $\epsilon_s$  e  $\epsilon_c$ ) e estabelecer uma relação entre elas que possibilite o cálculo da deformação pontual. Assim, é possível definir as deformações de cada armadura presente na seção de concreto armado analisada.

Seguindo o procedimento adotado por (Campos [5]), a partir das ordenadas máximas ( $\eta_{v,máx}$ ) e mínimas ( $\eta_{v,min}$ ) dos vértices e da ordenada mínima das barras ( $\eta_{s,min}$ ), ou seja, a ordenada da barra mais tracionada, podem ser definidas a altura total da seção



**Figura 4**  
Convenção para momentos fletores positivos



**Figura 5**  
Altura total e altura útil da seção

( $h = \eta_{v,máx} - \eta_{v,mín}$ ) e a altura útil da seção ( $d = \eta_{v,máx} - \eta_{s,mín}$ ), conforme ilustrado na Figura 5.

Desse modo, a relação entre deformações, expressa pela equação (8), pode ser utilizada para o cálculo da deformação em um ponto genérico da seção de ordenada  $\eta_j$ .

$$\varepsilon_j = \varepsilon_s - \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_i}{d} \cdot (\eta_{v,máx} - \eta_j) \quad (8)$$

para simplificar essa equação, pode-se reescrevê-la como:

$$\varepsilon_j = b \cdot \eta + c \quad (9)$$

Onde  $b$  é a curvatura da seção, dada pela equação (10), e  $c$  é a deformação correspondente à fibra localizada no centro de gravidade da seção, calculada pela equação (11).

$$b = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_i}{d} \quad (10)$$

$$c = \varepsilon_s - b \cdot \eta_{v,máx} \quad (11)$$

### 2.3 Cálculo dos esforços resistentes relativos ao aço

Para definir os esforços resistentes relativos ao aço, considera-se que cada armadura oferece a sua contribuição para a resistência final da peça independentemente das outras. Dessa forma, o cálculo dos esforços consiste no somatório da resistência oferecida por cada barra. Assim, em função da ordenada de cada barra ao longo da seção, são definidas as suas deformações, as quais dependem do domínio de deformação da peça. Em seguida, são calculadas as respectivas tensões resistentes ( $\sigma_s$ ) considerando o diagrama tensão-deformação do material (item 8.3.6 da NBR 6118:2014 [1]). Finalmente, os esforços resistentes oferecidos pelas armaduras podem ser calculados através das equações (3), (4) e (5).

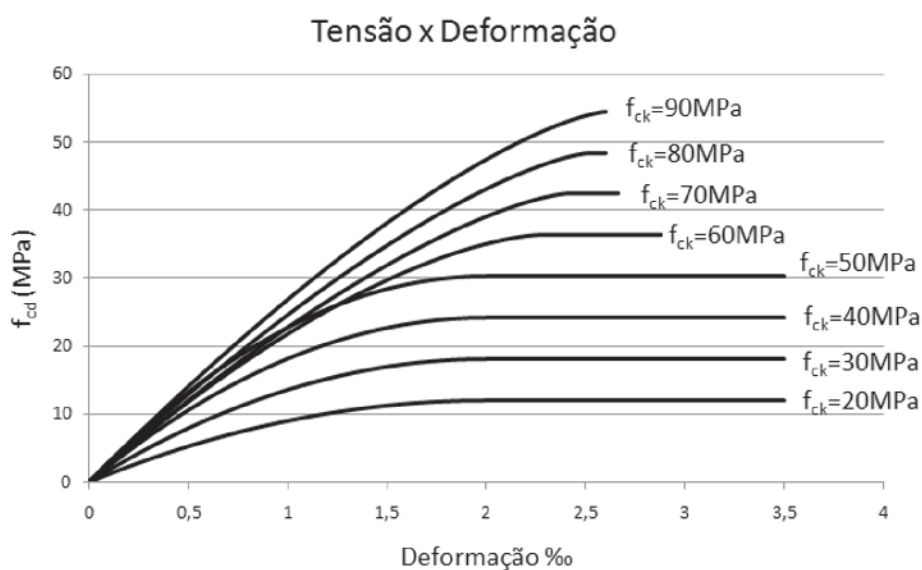
### 2.4 Cálculo dos esforços resistentes relativos ao concreto

Para o cálculo dos esforços resistentes relativos ao concreto, a NBR 6118:2014 [1] define o diagrama parábola retângulo de tensões no concreto para as classes C20 a C90 conforme apresentado na Figura 6.

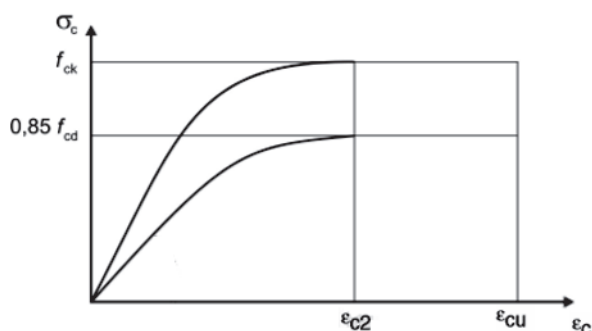
De maneira geral, esses diagramas apresentam um trecho inicial curvo, que vai até a deformação  $\varepsilon_{c2}$  (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e é seguido por um trecho reto até atingir a deformação  $\varepsilon_{cu}$  (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura), conforme ilustrado na Figura 7.

A equação que define a tensão no trecho curvo deste diagrama é definida como:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (12)$$



**Figura 6**  
Diagrama tensão-deformação para concretos de C20 a C90



**Figura 7**  
Diagrama tensão-deformação do concreto (fonte: [1])

onde,

$$f_{cd} = f_{ck}/1,4$$

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto

$f_{cd}$  = resistência de cálculo à compressão do concreto

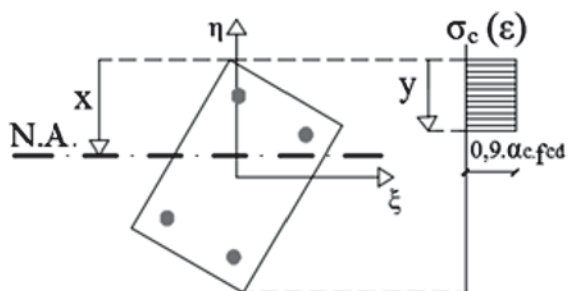
Conforme definido no item 8.2.10.1 da NBR 6118:2014 [1], o valor do índice  $n$  depende do  $f_{ck}$  e é dado como  $n = 2$ , para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ , e como  $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$ , para  $50\text{MPa} < f_{ck} < 90\text{MPa}$ .

A fim de facilitar o cálculo dos esforços resistentes para concretos de  $f_{ck} > 50\text{MPa}$ , é proposto por (Campos [5]) que o primeiro trecho do diagrama seja aproximado para uma parábola do segundo grau passando pela origem. A equação dessa parábola é definida por este autor como:

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \cdot (a_2 \cdot \varepsilon_c^2 + a_1 \cdot \varepsilon_c) \quad (13)$$

sendo  $a_1$  e  $a_2$  os coeficientes que relacionam a curva real e a curva parabólica aproximada.

Através do ajuste de parábolas às curvas tensão-deformação realizado com o software Microsoft Excel, são obtidos os valores para  $a_1$  e  $a_2$  apresentados na Tabela 1.



**Figura 8**  
Diagrama de tensões retangular (simplificado)

**Tabela 1**

Parâmetros  $a_1$  e  $a_2$  de ajuste das curvas tensão-deformação a parábolas

$f_{ck}$ (MPa)	$\leq 50$	60	70	80	90
$a_1$	1	0,72055	0,62031	0,58129	0,56158
$a_2$	-0,25	-0,12564	-0,08679	-0,07422	-0,06927

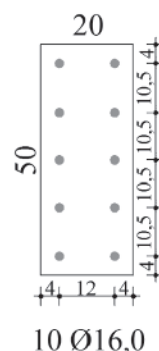
Observou-se que os coeficientes de correlação ( $R^2$ ) entre as curvas reais e as aproximações parabólicas realizadas tiveram valores bem próximos a 1 (em torno de 0,998), o que confirma que a adoção das curvas parabólicas para representar o comportamento do material é satisfatória.

De acordo com o item 17.2.2 da NBR 6118:2014 [1], além do diagrama parábola-retângulo de tensões para o concreto, pode-se utilizar um diagrama retangular simplificado de altura  $y = \lambda X$  (ver Figura 8). Nesse diagrama, a tensão atuante é considerada constante até a profundidade  $y$  e igual a  $\alpha_c \cdot f_{cd}$  no caso da largura da seção (medida paralelamente à L.N.) não diminuir a partir desta para a borda comprimida. Para a flexo-compressão oblíqua em seções retangulares, isso ocorre para a L.N. com inclinação  $\alpha = (0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, 270^\circ, 360^\circ)$ . Para outras inclinações, a largura da seção diminui no sentido da fibra mais comprimida e, nesses casos, a tensão constante do diagrama deve ser considerada  $0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}$ , conforme recomendado por (Santos [4]) é conveniente que essa tensão reduzida seja utilizada independentemente da inclinação da linha neutra. Os parâmetros  $\lambda$  e  $\alpha_c$  são definidos em função da resistência à compressão do concreto, conforme item 17.2.2 de [1], como sendo respectivamente 0,8 e 0,85 para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  e através das equações (14) e (15) para  $f_{ck} > 50\text{MPa}$ .

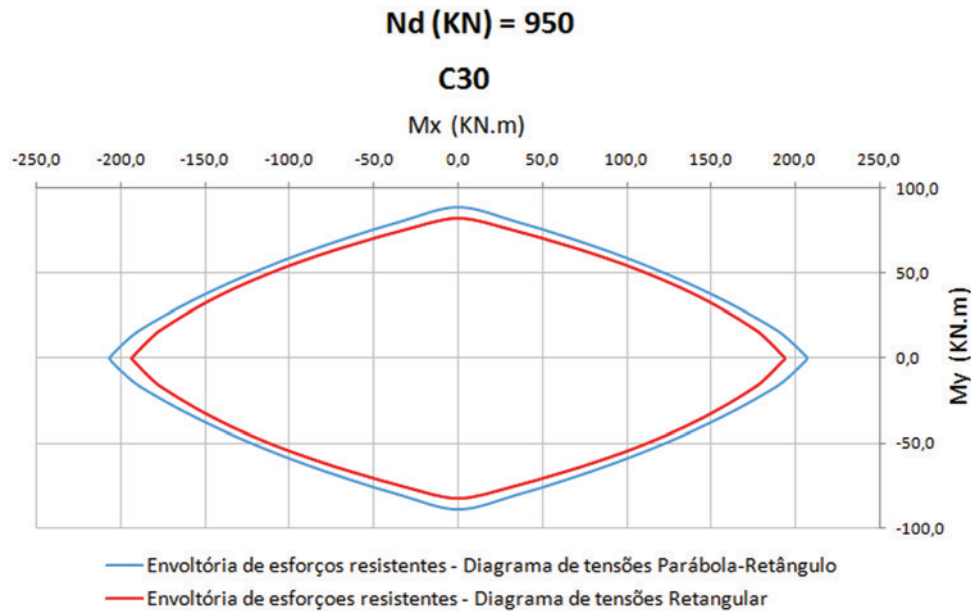
$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (14)$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot [1 - (f_{ck} - 50)/200] \quad (15)$$

A contribuição do concreto para os esforços resistentes é obtida a partir de integrações em relação à área de concreto comprimida da seção conforme descrito nas equações de equilíbrio (3), (4) e (5), onde a tensão no concreto é obtida através da deformação calculada para cada ordenada. Para resolver essas integrais, podem ser adotados diferentes procedimentos. Trabalhos como os



**Figura 9**  
Geometria da seção modelo para estudo de caso



**Figura 10**  
Exemplo de sobreposição de envoltórias resistentes

de (Campos [5]) e (Muniz [6]) utilizam o Teorema de Green para transformar as integrais de superfície em integrais de contorno que são resolvidas ao longo dos vértices da área comprimida da seção. Outros trabalhos como os de (Cardoso Júnior [7]) e (Sua-znábar e Silva [8]) utilizam a discretização da seção transversal para resolver de maneira analítica o mesmo problema. Nesse trabalho foi adotada a metodologia que está detalhada em (Campos [5]) para geração de envoltórias resistentes.

### 3. Análise comparativa entre as envoltórias de esforços resistentes

Afim de avaliar as diferenças entre envoltórias de esforços resistentes geradas a partir da utilização do diagrama parábola-retângulo ou do diagrama retangular do concreto, foi realizado um estudo de caso para uma seção modelo (Figura 9). Para tanto, foi implementado um programa no software Microsoft Excel embasado nos conceitos apresentados anteriormente. O programa possibilita a geração de envoltórias resistentes por ambos os métodos.

A apresentação do programa está melhor definida no trabalho de (Fonseca [9]).

Na Figura 10 está ilustrado um exemplo de sobreposição de envoltórias gerada pelo programa considerando a classe C30 de resistência para o concreto e a força normal resistente de 950KN. Além do resultado gráfico, também é possível obter através do programa os momentos resistentes da seção para cada inclinação da linha neutra assumida (de 0° a 360°), a cada 5°, em forma de tabela.

Inicialmente, a fim de investigar as diferenças entre os esforços obtidos pelos diagramas parábola-retângulo e retangular para situação de compressão pura, foi verificado o valor da força normal resistente de cálculo máxima da seção modelo no domínio 5. Para tal, considerou-se a L.N. tendendo ao infinito e a seção inteiramente comprimida com deformação constante  $\epsilon_{c2}$ . A Tabela 2 relaciona os valores obtidos para o esforço normal máximo de cálculo considerando os diagramas parábola-retângulo e retangular do concreto e classes de resistência C20 a C90.

Observa-se que para concretos de  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  a diferença entre as forças normais resistentes máximas não é tão expressiva,

**Tabela 2**

Comparação entre forças normais máximas resistentes da seção

$f_{ck}$ (MPa)	$N_{Rd}$ (KN) calculado através da utilização do:		Variação percentual
	DPR	DR	
20	2058,7	1937,3	6%
30	2665,9	2483,7	7%
40	3273,0	3030,2	7%
50	3880,2	3576,6	8%
60	4490,8	3988,8	11%
70	5093,3	4316,7	15%
80	5696,5	4589,9	19%
90	6294,5	4808,5	24%

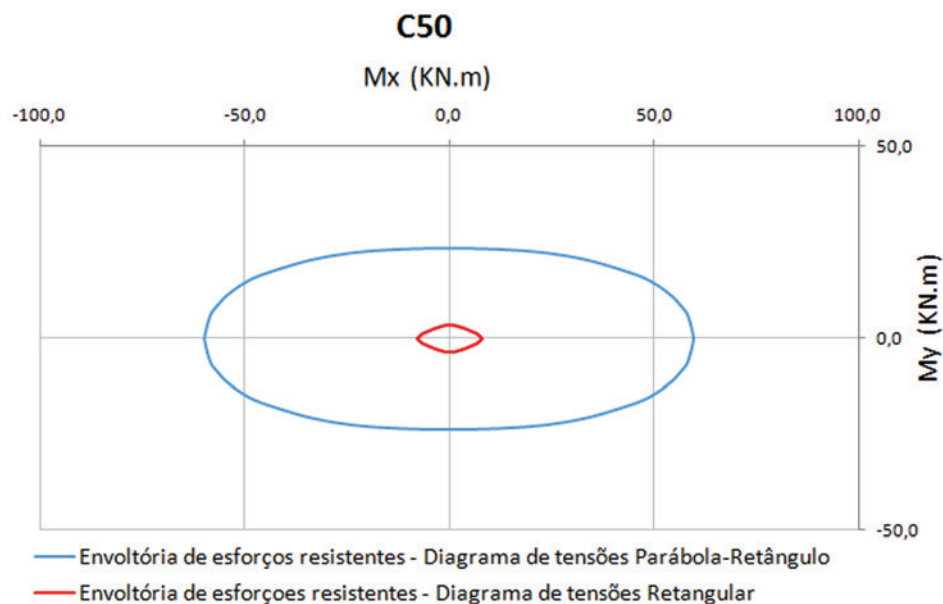
DPR = Diagrama Parábola Retângulo; DR = Diagrama Retangular

chegando ao máximo de 8%. Contudo, para classes de resistência superiores, a diferença aumenta conforme o aumento do  $f_{ck}$ , chegando a 24% para concretos de C90. Em estruturas de edificações, é usual a adoção de concretos com  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ , no entanto, para os casos onde o  $f_{ck}$  utilizado seja superior, o dimensionamento feito utilizando o diagrama retangular do concreto pode se tornar antieconômico, na medida em que poderia ser considerado um maior esforço normal resistente calculado pelo diagrama parábola-retângulo.

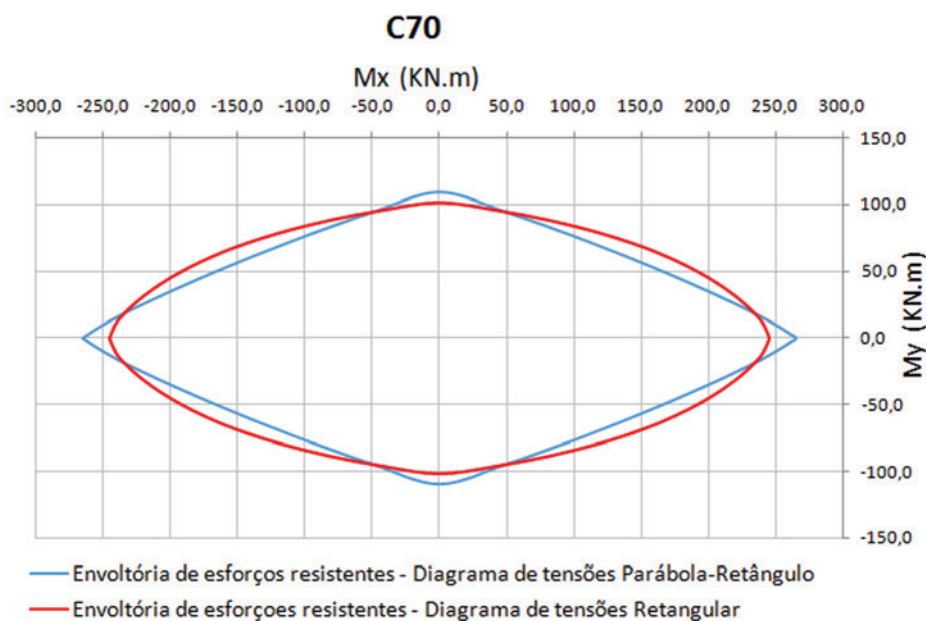
Além disso, buscou-se avaliar como as diferenças entre envoltórias resistentes são influenciadas pelo aumento do domínio de deformação e pela variação da classe de resistência do concreto. A Tabela 3 apresenta os resultados encontrados para os momentos resistentes correspondentes à inclinação da L.N. de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  e  $90^\circ$ ,

utilizando concretos com classes de resistência de C20 a C90 e valores crescentes para o esforço normal solicitante de cálculo.

Para todas as classes de resistência, na medida em que o esforço normal aumenta, a profundidade da L.N. também aumenta, já que deve existir uma maior área de concreto comprimido para equilibrar a seção. Conseqüentemente, o domínio de flexão passa a ser maior. Avaliando os resultados da Tabela 3, percebe-se que quanto maior o domínio de flexão, maiores são as diferenças entre momentos resistentes (independente da inclinação da L.N.). No domínio 4, essas diferenças são mais razoáveis, chegando a um máximo de 15%, enquanto que no domínio 4a e, principalmente no domínio 5, essas diferenças podem chegar a 99%. A Figura 11 apresenta um exemplo de comparação de envoltórias no domínio 5 onde observa-se uma grande discrepância entre as envoltórias geradas.



**Figura 11**  
Sobreposição de envoltórias resistentes para seção de exemplo no domínio 5



**Figura 12**  
Exemplo de envoltória do diagrama retangular externa à do diagrama parábola-retângulo em direções oblíquas

Ademais, percebe-se também que para  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$  o momento resistente oblíquo ( $M_{Rd,\alpha} = 45^\circ$ ) obtido para o diagrama retangular é sempre inferior àquele obtido para o diagrama parábola-retângulo, de modo que o dimensionamento feito com o diagrama retangular é sempre a favor da segurança para esses casos. Entretanto, para  $f_{ck} > 50\text{MPa}$  e domínios de flexão 3 e 4, pode-se constatar

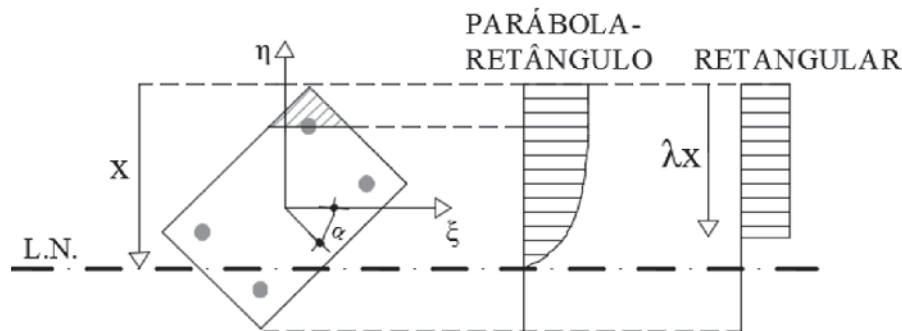
que o momento resistente oblíquo obtido pelo diagrama retangular torna-se maior do que o obtido pelo diagrama parábola-retângulo, conforme exemplificado na Figura 12. Essa situação apresenta a possibilidade de realização de um dimensionamento contra a segurança no caso da adoção do diagrama retangular. Observa-se que para as classes C70 e C80 a diferença entre momentos

**Tabela 3**

Comparação entre momentos resistentes da seção

$f_{ck}$ (MPa)	$N_{sd}$	Domínio	$M_{Rd,\alpha = 0^\circ}$ (KN.m) calculado pelo:		Var. Perc.	$M_{Rd,\alpha = 45^\circ}$ (KN.m) calculado pelo:		Var. Perc.	$M_{Rd,\alpha = 90^\circ}$ (KN.m) calculado pelo:		Var. Perc.
			DPR	DR		DPR	DR		DPR	DR	
20	70	4	168,9	159,1	6%	143,7	137,6	4%	73,5	68,9	6%
	110	4	140	128,6	8%	123,6	116,1	6%	58,0	53	9%
	150	4a	95,2	81,9	14%	84,6	74,0	13%	38,1	32,3	15%
	190	5	29,8	9,6	68%	28,1	8,6	69%	11,9	4	66%
30	95	4	206,8	193,9	6%	178,3	170,0	5%	89,2	82,8	7%
	145	4	176,1	159,8	9%	156,4	145,8	7%	72,5	65,5	10%
	195	4a	122,1	101,8	17%	108,7	92,4	15%	48,9	40,3	18%
	245	5	39,7	9	77%	37,6	8,1	78%	15,8	3,8	76%
40	120	4	243,7	228,6	6%	212,6	202,4	5%	104,6	96,6	8%
	180	4	212	191	10%	189,3	175,6	7%	86,9	78	10%
	240	4a	148,9	121,6	18%	132,7	110,8	17%	59,6	48,2	19%
	300	5	49,8	8,5	83%	47,2	7,5	84%	19,7	3,6	82%
50	145	4	280,5	263,1	6%	246,8	234,7	5%	119,8	110,4	8%
	215	4	247,9	222,4	10%	222,1	205,4	8%	101,3	90,5	11%
	285	4a	175,7	141,5	19%	156,8	129,2	18%	70,4	56,2	20%
	355	5	59,9	7,9	87%	56,8	7,0	88%	23,7	3,4	86%
60	170	4	286,5	273	5%	238,6	244,9	-3%	118,7	113,5	4%
	245	4	253,8	233,3	8%	211,2	213,9	-1%	105,2	96,8	8%
	320	4a	177,8	145,6	18%	149,2	130,0	13%	72,4	59,4	18%
	395	5	74,2	6,8	91%	62,0	6,1	90%	29,9	2,3	92%
70	190	4	298,8	286,9	4%	242,3	258,8	-7%	122,1	117,4	4%
	270	4	265,3	245,5	7%	209,4	224,8	-7%	109,7	102	7%
	350	4a	184,6	148,7	19%	144,5	131,1	9%	76,2	62,1	18%
	430	5	91,4	3,2	97%	71,3	3,1	96%	36,9	1	97%
80	200	4	321,3	302	6%	258,6	272,8	-6%	130,7	123,1	6%
	285	4	291,4	262,1	10%	227,3	240,8	-6%	119,6	108,2	10%
	370	4a	212,6	162,7	23%	162,8	143,8	12%	87,8	67,8	23%
	455	5	118,9	3,8	97%	91,0	3,7	96%	48,0	1,2	98%
90	210	4	346,5	313,4	10%	278,8	283,8	-2%	140,6	127,6	9%
	300	4	320,5	273,4	15%	250,5	252,0	-1%	131,1	112,7	14%
	390	4a	243,3	168,6	31%	185,4	149,5	19%	100,3	69,8	30%
	480	5	150,3	1,8	99%	114,6	1,7	99%	60,7	0,5	99%

DPR = Diagrama Parábola Retângulo; DR = Diagrama Retangular; Var. Perc. = Variação percentual ((DPR-DR)/DPR)



**Figura 13**  
Comparação entre diagramas de tensão para direções oblíquas

resistentes oblíquos (cerca de 7%) foi mais acentuada que para as classes C60 e C90 (máxima de 3%).

#### 4. Discussão

Conforme apresentado na Tabela 2, a variação percentual entre os esforços normais máximos resistentes obtidos cresceu com o acréscimo do  $f_{ck}$ , principalmente para concretos acima da classe C50. Isso se justifica pois, para seção inteiramente comprimida, considera-se que toda seção transversal do concreto está resistindo sob uma tensão de  $0,85f_{cd}$  quando utilizado o diagrama parábola retângulo, que é maior do que a tensão de  $0,9\alpha_c f_{cd}$  assumida quando utilizado o diagrama retangular. Para valores de  $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ , o valor de  $\alpha_c$  é igual a 0,85, mas, de acordo com a equação (15), este valor diminui com o aumento do  $f_{ck}$ , de modo que a tensão calculada com o diagrama simplificado se torna mais conservadora quanto maior a classe de resistência do concreto. Analogamente, conforme apresentado na Tabela 3, para seções entre os domínios 4a e 5, a variação percentual entre os momentos resistentes obtidos é bastante expressiva e se torna maior na medida em que o domínio aumenta. Para essas seções predominantemente comprimidas, a tensão atuando em toda a seção transversal de acordo com o diagrama parábola-retângulo torna-se próxima da sua tensão de pico ( $0,85f_{cd}$ ), sendo assim, tem-se que a consideração de uma tensão de compressão constante no diagrama retangular ( $0,9\alpha_c f_{cd}$ ) inferior à tensão de pico do diagrama parábola-retângulo impacta na diminuição dos momentos resistentes calculados a partir do diagrama retangular.

Na comparação entre envoltórias, é necessário que, independente do diagrama de resistência do concreto utilizado, o esforço normal resistente de cálculo seja igual ao solicitante. Partindo desse princípio, para que o esforço normal resistente da peça calculado considerando o diagrama retangular se iguale àquele calculado utilizando o diagrama parábola-retângulo, ele deve ter uma maior área de concreto comprimida, uma vez que a sua tensão resistente é menor. Com isso, a altura da linha neutra do diagrama retangular é maior, de modo que os seus momentos resistente se tornam ainda menores do que os calculados pelo diagrama parábola-retângulo.

Observou-se também que para valores de  $f_{ck} > 50\text{MPa}$  e domínio 4, a envoltória resistente obtida pelo diagrama retangular foi superior à obtida pelo diagrama parábola-retângulo em direções oblíquas

de solicitação (Figura 12). Isso se deve ao fato de que quanto maior a classe do concreto, menor o seu trecho com tensão constante e maior o seu trecho curvo do diagrama parábola-retângulo (Figura 6), o que torna ainda mais difícil de representá-lo como um diagrama de tensões constantes (retangular). Para direções oblíquas, em particular, existem configurações de distribuições de tensões (Figura 13) onde a área da seção comprimida uniformemente pelo diagrama parábola-retângulo é expressivamente menor do que àquela considerada pelo diagrama retangular, de modo que os esforços resistentes obtidos pelo primeiro se tornam menores do que os obtidos pelo segundo.

#### 5. Conclusões

De acordo com os resultados e discussões apresentados nesse trabalho, pode-se concluir que apesar do uso do diagrama retangular simplificar matematicamente o cálculo dos esforços resistentes e representar bem o diagrama parábola-retângulo para muitas aplicações práticas de verificação de seções, algumas ressalvas ao seu uso devem ser feitas.

Primeiramente, para peças dimensionadas nos domínios de flexão 4a e 5 (que são usualmente empregados para o cálculo de pilares) o uso do diagrama retangular apresenta resultados muito conservadores e, portanto, são antieconômicos, quando comparados com resultados obtidos pelo uso do diagrama parábola-retângulo.

Observa-se também que, para as classes C60 a C90 de resistência do concreto e direções oblíquas de solicitação, existem casos em que os momentos resistentes calculados pelo diagrama retangular de tensões no concreto são contra a segurança. Contudo, a diferença entre estes e os calculados pelo diagrama parábola-retângulo não é muito expressiva, sendo de no máximo 7%.

O item 17.2.2-e da NBR 6118:2014 [1] estabelece que as diferenças entre os resultados obtidos através do uso dos diagramas parábola-retângulo e retangular são pequenas e aceitáveis e que não existe a necessidade de correção através de um coeficiente adicional. Entende-se, portanto, que essa norma preza pela segurança nos dimensionamentos pois, como verificado, para maioria dos casos, o diagrama retangular de tensões apresenta esforços resistentes inferiores aos calculados pelo diagrama parábola-retângulo. Sendo assim, o diagrama retangular pode ser empregado quando não houverem ferramentas sofisticadas de cálculo. Contudo, particularmente para garantir a economia



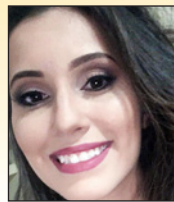
no dimensionamento das peças solicitadas à flexo-compressão oblíqua, o uso do diagrama parábola-retângulo de tensões do concreto se torna mais adequado na medida em que possibilita um maior esforço resistente para peça.

## 6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. – Rio de Janeiro, 2014.
- [2] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. MC2010 – Model Code for Concrete Structures. – Lausanne, 2010.
- [3] EUROPEAN STANDARDS. EUROCODE 2 – Design for concrete structures – Part 1–1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2004.
- [4] SANTOS, L.M. – Cálculo de concreto armado segundo a NB1/78 e o CEB. – São Paulo, 1981.
- [5] CAMPOS FILHO, A. – Dimensionamento e verificação de seções poligonais de concreto armado submetidas à flexão-composta oblíqua – Porto alegre, 2014.
- [6] MUNIZ, C. F. D. G. – Modelos numéricos para análise de elementos estruturais mistos. – Dissertação (Mestrado Acadêmico) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 2005.
- [7] CARDOSO JÚNIOR, S. – Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado – São Paulo, 2014.
- [8] SUAZNÁBAR, J. S.; SILVA, V. P.– Código para flexão composta oblíqua de pilares curtos de concreto: superfícies do estado-limite – XXXVI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Montevideú, 2014.
- [9] FONSECA, Y. F. – Verificação de pilares retangulares de concreto armado solicitados à flexo-compressão oblíqua: abordagem teórica e geração gráfica de envoltórias resistentes – Monografia de conclusão de curso – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

# Effect of corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years

## *Efeito do grau de corrosão em propriedades mecânicas de armaduras enterradas por 60 anos*



C. E. T. BALESTRA<sup>a</sup>  
carlosbalestra@utfpr.edu.br

M. G. LIMA<sup>b</sup>  
magdlima@gmail.com

A. Z. MENDES<sup>c</sup>  
adriane.zella25@gmail.com

R. A. MEDEIROS-JUNIOR<sup>c</sup>  
ronaldodemedeirosjr@yahoo.com.br

### Abstract

This paper studies the influence of the corrosion degree calculated by the mass loss and by the smaller diameters on the yield strength, ultimate strength and final elongation. Reinforcements buried and naturally corroded for 60 years were studied. The mechanical properties of the protruding reinforcing steel were compared to reference bars, which also remained buried for 60 years, but without going through the corrosion process. Micrographs, besides the chemical composition and the characterization of the aggressiveness of the soil were realized. The micrographs and the chemical composition show the presence of pits in the reinforcements and sulfur contents for steel above the prescriptions of the time when the foundations were initially implement, respectively. The results also show that the effects of pitting corrosion on the mechanical properties of the naturally corroded bars may not be adequately expressed by the mass loss. This type of corrosion (pits) produces geometric variations in the cross sections along the length of the test specimens, generating stress gradients between successive sections. This has a noticeable impact on the mechanical properties of the reinforcements. In general, the effects of corrosion are more pronounced on the ductility of the reinforcement. Regarding the aggressiveness of the soil, high corrosion rates were identified in the reinforcement, even with the soil being classified as essentially non-corrosive.

**Keywords:** reinforcement corrosion, durability, mass loss, smallest diameter, corrosion degree, mechanical properties.

### Resumo

Este artigo estuda a influência do grau de corrosão, calculado pela perda de massa e pelos menores diâmetros, sobre a resistência ao escoamento, limite de resistência e alongamento final em armaduras corroídas naturalmente. Essas armaduras permaneceram enterradas por 60 anos. As propriedades mecânicas das armaduras de espera foram comparadas às de barras de referência, que também permaneceram enterradas por 60 anos, mas sem sofrer o processo de corrosão. Foram realizadas micrografias, além da determinação da composição química e da caracterização da agressividade do solo onde as armaduras estavam enterradas. As micrografias e a composição química mostram a presença de pites nas armaduras e teores de enxofre acima das prescrições recomendadas para o aço na época de execução das fundações, respectivamente. Os resultados também mostram que os efeitos da corrosão por pites sobre as propriedades mecânicas das barras corroídas naturalmente podem não ser adequadamente expressos pela perda de massa. Esse tipo de corrosão (pites) produz variações geométricas nas seções transversais ao longo do comprimento dos corpos de prova, gerando gradientes de esforços entre seções sucessivas, que impactam de forma notória sobre suas propriedades mecânicas. De uma maneira geral, os efeitos da corrosão são mais pronunciáveis sobre a ductilidade das barras. Com relação à agressividade do solo, altas velocidades de corrosão foram identificadas nas armaduras, mesmo com o solo sendo classificado como essencialmente não corrosivo.

**Palavras-chave:** corrosão de armaduras, durabilidade, perda de massa, menor diâmetro, grau de corrosão, propriedades mecânicas.

<sup>a</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil;

<sup>b</sup> Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, Brasil;

<sup>c</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.

## 1. Introduction

The limitation of tensile strength presented by concrete is supplied by means of the reinforcing steel, allowing the building of slender structures with greater spans. However, the introduction of reinforcement in concrete may result in degradation problems in reinforced concrete structures due to corrosion that, in advanced states, may lead the structure to ruin. In this sense, studies highlight that the maintenance and rehabilitation of structures degraded by corrosion involve significant financial amounts [1-4].

The effects of corrosion in reinforced concrete structures involve consequences to the mechanical properties of the bars, mainly due to a decrease of their transversal section and of the adherence between concrete and protruding reinforcing steel [5,6]. Besides, the corrosion products generate tensions in the radial direction to the axis of the bars that are not supported by the limited plastic deformation of concrete, leading to cracking and posterior displacement of the concrete cover [7-9].

The mechanism of corrosion leading to the degradation of the reinforcement has been an object of research in the whole world, however, the influence of natural corrosion on the mechanical properties of the reinforcement represent a smaller part of those studies [6,10,11]. It has been observed that most of the works regarding the evaluation of the mechanical properties of corroded rebars is about accelerated corrosion tests in laboratory environment. It must be highlighted that, depending on the methodology used to promote the reinforcement corrosion – salt chambers for instance – those works may not generate the formation of the passivating layer that cover the reinforcement inside the concrete due to the alkaline pH of the mean; this results in an uniform attack, and, in consequence, differences regarding the corrosion mechanism [6,8,10,12-16]. In this context, the reinforcement corrosion by the action of chlorides is characterized as being by pits, since the chlorides have the capacity of breaking locally the existing passivating layer. In consequence, the corrosion is propagated in the pit, according to the stack active-passive in non polarized conditions [1, 10, 11]. Studies of Almussallan [12], Apostolopoulos et al. [10] and François et al. [8] may be mentioned among the researches contemplating the reinforcement corrosion made in laboratory. In the perspective of reinforcement corroded obtained from real structures, it is possible to mention studied from Palsom e Mirza [5], Papadopoulos et al. [17], Zhang et al. [16] and Balestra et al. [11].

The methodology used by Almussallan [12] consists in applying a current in steel bars embedded in concrete in order to accelerate the corrosion process. The author points to sudden fractures with corrosion degree over 12%. Apostolopoulos et al. [10] submitted bars directly exposed to salt fog and also bars embedded in concrete exposed to the same mist. The authors highlight that comparing bars with the same corrosion degree, the bars immersed in concrete show a greater reduction regarding the yield strength and ductility and greater depth of pits than the ones directly exposed to salt fog. In the study of François et al. [8] were used bars extracted from reinforced concrete beams exposed to an environment with chlorides. Results show a decrease of mechanical properties due to corrosion and lack of indication of necking in the corroded bars. Palsom and Mirza [5] used 103 samples of reinforcement from a Canadian bridge deck slab, demolished due to corrosion problems

of the reinforcement due to the use of deicing salts. Papadopoulos et al. [17] carried out tests of tensile strength in 96 test specimens extracted from hundreds of years' old edifications in Greece. Recently, study of Zhang et al. [16] compared the behavior to tensile strength and the fatigue or protruding reinforcing steel in edification with more than 30 years in China and Balestra et al. [11] evaluated the effect of the corrosion degree in the effective and nominal resistance of protruding reinforcing steel naturally corroded.

Generally, independently if the corrosion method of bars is accelerated in laboratory or under natural conditions, the mentioned studies point for a decrease in values regarding yield strength, ultimate strength, final stretching and ductility, as the loss of mass of the corroded rebar increases.

The influence of the transversal section over the mechanical properties of the reinforcing steel is presented in studies from Apostolopoulos [18] and Zhu and François [19]. In the first study, bars were corroded in a salt fog chamber until 120 days. Results show a progressive variation of the mechanical properties of the bars as the diameter of bars is reduced due to corrosion. In the second study different patterns of corrosion were analyzed. Results show that asymmetric forms of the corroded sections, with greater eccentricity values, had the lower values of final stretching when compared to sections symmetrically corroded. Besides, in those asymmetric sections, the eccentricity increased the concentration of tensions in the transversal sections, drastically decreasing the final elongation of bars.

In face of what was exposed, to provide mechanisms allowing for evaluating the relationship of corrosion with the mechanical properties decrease of the reinforcement, in order to verify the remaining carrying capacity of a degraded reinforced concrete structure is necessary, with the objective of determining security levels. Thus, given the existence of few studies using naturally corroded reinforcement, this paper has the objective of presenting results regarding the effects of the corrosion degree, expressed by the loss of mass and by the smaller diameters, over the mechanical properties of protruding reinforcing steel naturally corroded in the soil during decades, coming from an old set of foundations executed in reinforced concrete. For that, tensile tests in specimens removed from those protruding reinforcing steel were made.

This set of foundations was composed by (i) piles; (ii) foundation blocks in reinforced concrete, with protruding reinforcing steel with original nominal diameters of 5/8" (15.88 mm) and concrete with compressive strength of 12 MPa; and (iii) protruding reinforcing steel destined to the link between the foundation blocks and the pillars of the building, with original nominal diameters of 5/8" (15.88 mm) and 3/4" (19.8 mm). The set of foundations belongs to the "Technological Institute of Aeronautics (ITA)", located in São José dos Campos, Brazil, and remained buried during a period of 60 years, because there was no possibility of building a part of the edifications during the decade of 1950.

When works resumed, problems such as detachments between blocks and piles and the corrosion of protruding reinforcing steel were verified "in loco", which made impossible to use those old foundations. Thus, the old foundations were discarded, and the protruding reinforcing steel and a block of foundation being collected to researches.

It is important to highlight that the protruding reinforcing steel remained buried in the soil during decades, being its corrosion

process natural, in other words, without the influence of procedures accelerated in laboratory that may not properly reflect the strength expected from naturally corroded bars [11, 16]. This fact allows a realistic quantitative analysis of the effects of corrosion determined by means of gravimetric loss and decrease of the diameter of the bars over the mechanical properties of the protruding reinforcing steel. A characterization analysis of the soil, as a corrosive medium was executed. Besides, also part of the scope of this work is the determination of the chemical characteristics of the protruding reinforcing steel and an analysis by microscopy, in order to observe the type of corrosion (morphology).

## 2. Characterization of the soil as an aggressive medium regarding corrosion

The soil is presented as one of the more important and complex aggressive mediums to structures, due to the joint actuation of several factors, such as, the variation of soil composition, the moisture present and the activity of microorganisms [20]. The interaction of the factors interfering in the corrosion of metals in soil makes its performance to have characteristics of distinct durability in different regions [21].

The main factors influencing the corrosiveness of the soil are: aeration, resistivity, presence of ions (chlorides and sulfates), moisture, pH and microorganism activity [22-25].

Among those factors, Balestra et al. [11] state that resistivity is a parameter indicating the corrosiveness of the soil, obtained by means of field tests. In this sense, the standard ASTM G57-06 [26] establishes methodological criteria for determining the soil aggressiveness resistivity according to the method of four electrodes by Wenner.

Regarding the criterion used to evaluate the soil aggressiveness in field, NACE [27] establishes ranges of values for characterizing the soil aggressiveness, according to its resistivity. According to this classification, presented in Table 1, soils with resistivity over 20000 Ω.cm are characterized as essentially non corrosive, while soils with resistivity below 700 Ω.cm are extremely corrosive.

**Table 1**

Classification of soil aggressiveness according to NACE [27]

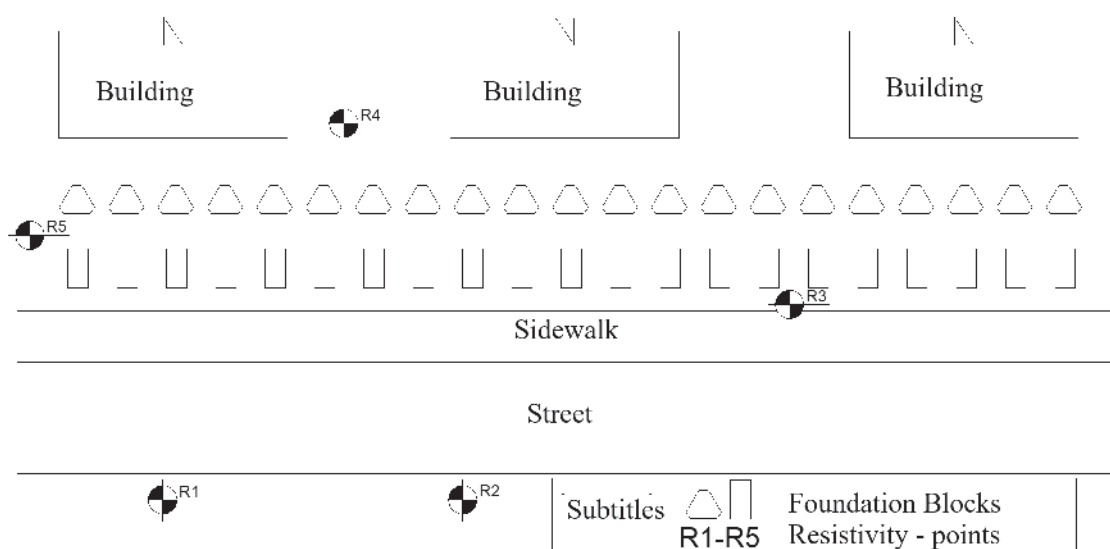
Soil resistivity (Ω.cm)	Evaluation of corrosivity
> 2000	Essentially non-corrosive
1500 - 2000	Averagely corrosive
1200 - 1500	Moderately corrosive
1000 - 1200	Corrosive
700 - 1000	Highly corrosive
< 700	Extremelly corrosive

## 3. Experimental program

### 3.1 Characterization of local and soil

The materials used for obtaining the specimens for the tensile test are from protruding reinforcing steel, not corroded, removed from the lower face of a foundation block (reference) and of protruding reinforcing steel in process of natural corrosion. It must be highlighted that this protruding reinforcing steel had 60 years. The protruding reinforcing steel remained buried in process of natural corrosion in the soil during this period, while the protruding reinforcing steel of the foundation block (lower region of the block) remained protected by the concrete and did not have corrosion. Figure 1 shows a scheme of the location of the old foundations.

The soil where the foundations were present is characterized by the presence of silt and clay, with a predominant reddish color, indicating the presence of iron oxides. The chemical characteristics of the soil are presented in Table 2. Two samples were collected for characterization of the soil, being possible to observe a pH near neutral for sample 1 and a basic pH in sample 2. Table



**Figure 1** Scheme of the location of old foundations and points of determination of soil resistivity (R1-R5)

**Table 2**  
Chemical characteristics of soil

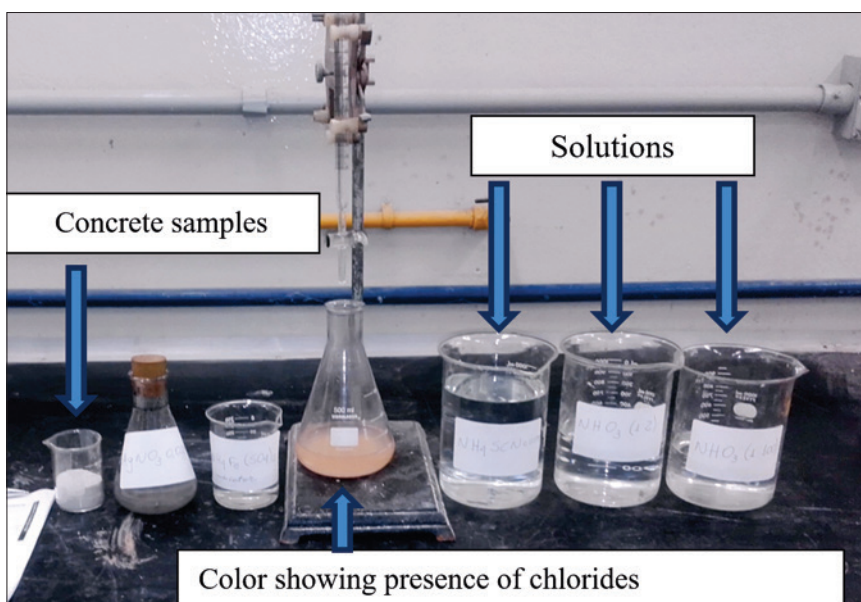
Parameter	Sample 1	Sample 2
pH	7,10	8,97
Sulfides (%)	0,004	0,004
Calcium oxides (%)	0,31	0,92
Magnesium oxides (%)	0,06	0,07

2 also reveals a greater presence of calcium oxide in sample 2. The amounts of sulfides and magnesium oxide found were similar between the samples.

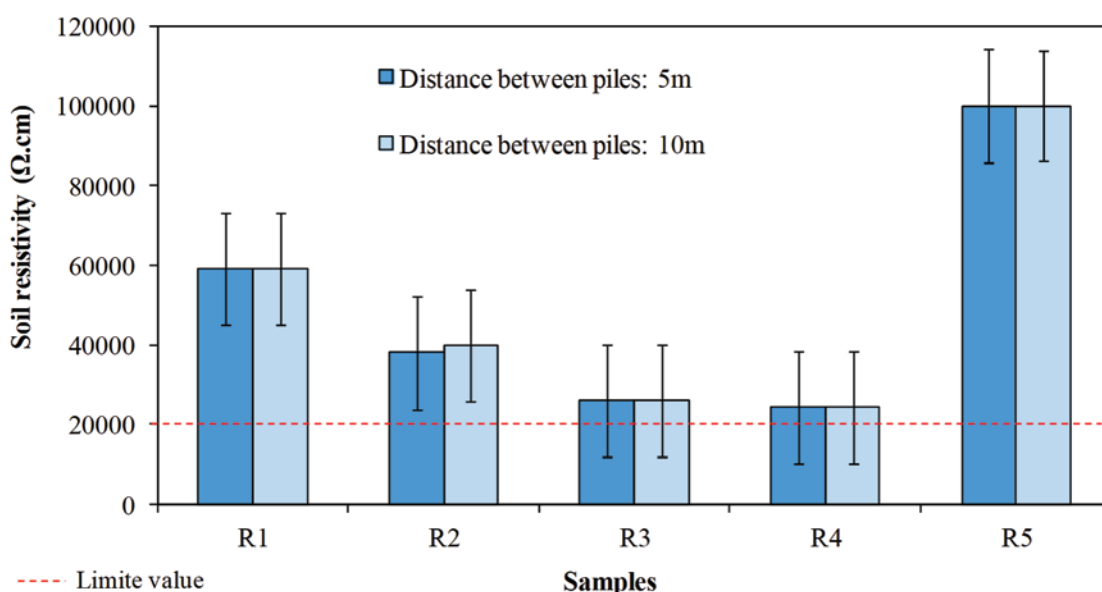
The presence of chlorides was evaluated by means of tests in concrete samples taken near the upper face of the concrete block collected for studies, since the evaluation of chlorides straight in soil

is a complex activity, because the water from rain penetrates the soil and may carry and unequally distribute the chlorides present in it. Thus, samples of concrete powder were collected in seven points of the block by making holes with diameter equal to 19 mm, until a depth of 20 mm in the proximities of the concrete surface. The powder material was collected and analyzed by titration using a solution of ammonium thiocyanate (0.05M), as described in the procedure of RILEM TC 178-TMC [28]. The titration is conducted until the solution of thiocyanate produces a brownish color that does not disappear with shaking, thus indicating the presence of chlorides (Figure 2).

Besides that, an analogical terrometer was used to determine the soil resistivity in five points (R1-R5) in the place where the foundations were present (Figure 1). In each point two measurements were made, varying the distance between piles (5 and 10 meters). The values of soil resistivity are presented in Figure 3.



**Figure 2**  
Analysis for verification of the presence of chlorides in foundations



**Figure 3**  
Soil resistivity at the study site



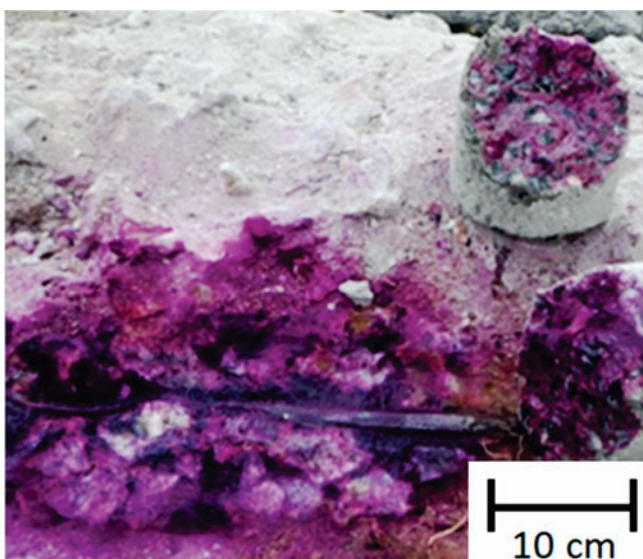
**Figure 4**  
Full exposition of the foundation block protruding reinforcing steel

The results of resistivity presented, with values over 20000  $\Omega$ .cm, classify the soil as essentially non aggressive for both distances between piles (5 and 10 meters). Besides, it is possible to observe that the distance between piles did not cause great variations in resistivity values obtained by a single point.

### 3.2 Analysis of the reinforcement

#### 3.2.1 Reinforcement of the foundation block (reference – non corroded)

A concrete breaker was used for extracting the reinforcement



**Figure 5**  
Geometry of reference cross-section for case study

present in the foundation block, and a grinder for cutting the bars. A set of eight bars with original diameters of 5/8" (15.88 mm) was obtained, as observed in Figure 4. It must be highlighted that in this procedure, the integrity of the bars was preserved, taking care to avoid the tip of the equipment making contact with the bars, causing deformation, fissures or eventual ruptures, damaging the samples.

The alkalinity of the medium where the bars were inserted inside the foundation block was verified by means of pulverization of a phenolphthalein solution over the surface of the concrete of the recently fractured block, as recommended by EN14630 [29]. This way, the alkalinity of the medium was verified by the pink carmine color, as observed in Figure 5. The pink carmine color of the indicator means that concrete has pH over 10. This way, considering that the protruding reinforcing steel remained protected by the concrete against corrosion, a fact that can be verified both visually as by means of pulverization of the solution of phenolphthalein, the mean values of the mechanical properties of those test specimens were taken as reference values for comparing the mechanical properties of the test specimens coming from protruding reinforcing steel. It is also highlighted that the reinforcement of the blocks used as reference were extracted from the lower part of the foundation block, thus, protected against the action of chlorides when compared with the protruding reinforcing steel of the upper part of the block.

Brazilian standards NBR 6892 [30] and NBR 7480 [31] prescribe that the minimal length where the stretching of the test specimens is determined must be 10 times its nominal diameter. This way, with the diameter of the bars used in this study equal to 15.88mm, the minimum dimension of test specimens used in this study was defined as 330mm, with 160 mm destined to the measurement of stretching.

Thus, having defined the minimum dimensions of the test specimens, the most rectilinear parts of the reinforcement taken from foundation blocks were marked and cut. Following this procedure, five test specimens were obtained (BL1-BL5).

**Table 3**

Chemical composition obtained in spectrometry test

Face	Element				
	Carbon (%)	Silicon (%)	Manganese (%)	Phosphorus (%)	Sulfur (%)
1	0,103	0,023	0,385	0,034	0,030
2	0,106	0,025	0,385	0,034	0,031

The choice of test specimens from the most rectilinear parts of the reinforcement is needed in order to avoid detours along the axial axis of them, which may influence in the tensile test. In parallel, a spectrometry test of optical emission was made in order to determine the main chemical species present in the bars. A bar segment was cut and its two faces were analyzed regarding the percentage of carbon, silicon, manganese, phosphorous and sulfur. The results of spectrometry are displayed in Table 3. The content of iron identified in both samples was 99.3%

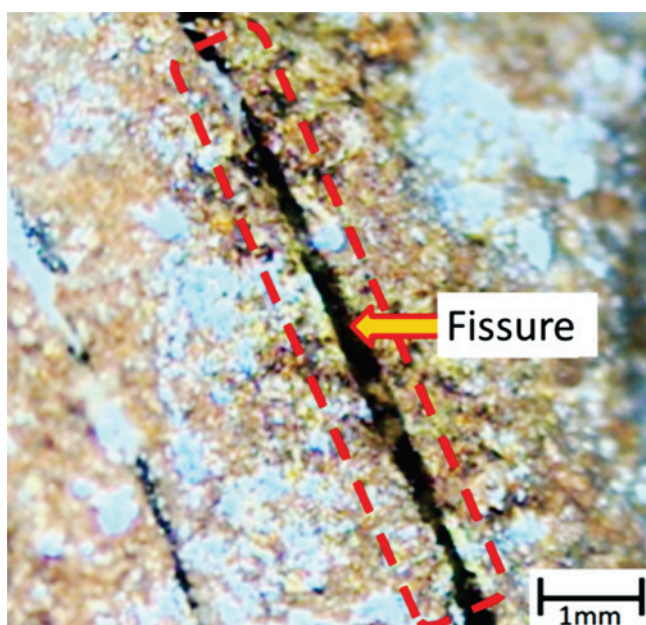
Mills et al. [32] state that for the steels of that time, with 0.10% of carbon in their composition, manganese should be placed in a range between 0.30 to 0.40%. Clark [33] states that the proportion of silicon found in steel, generally, was in a range from 0.10 to 0.30% and, besides that, the proportion of sulfur and phosphorous should be limited to 0.015% and 0.05%, respectively. However, results from Table 3 show that the content of sulfur and silicon is not according to limits described at the time, providing an indicator regarding a deficient quality control in the production of the bars. In this context, Souza [34] highlights that the presence of excess of sulfur negatively impacts the mechanical properties of the steel, reducing its ductility. Sulfur, when combined with iron, creates the iron sulphide ( $\text{FeS}$ ) that has a lower fusion point regarding the steel,

besides being located in the contour of grains. This fact may cause the fragility of the steel during stages of mechanical conformation, resulting in fissures. This behavior was observed in bars studied in this paper. Figure 6 shows a fissure identified in a discharged segment of bar, obtained from protruding reinforcing steel of the foundation block.

### 3.3.2 Protruding reinforcing steel (corroded)

Regarding the protruding reinforcing steel, bars with original nominal diameter of 5/8" (15.88 mm) were collected from the upper faces of the foundation blocks. For that, a grinder was used for cutting and collecting the bars. This procedure was executed as much closer to the upper surface of the blocks as possible, in order to get greater possible lengths of the bars. It is worth to highlight that in most of the cases, the protruding reinforcing steel was directly recovered by local soil; however in some cases, masonry boxes without caps or bottoms were built for mew the protruding reinforcing steel. In this case, the masonry boxes were built around the protruding reinforcing steel and filled with sand for mew the bars. Figure 7 shows a detail with the exposition of protruding reinforcing steel after opening one of those boxes.

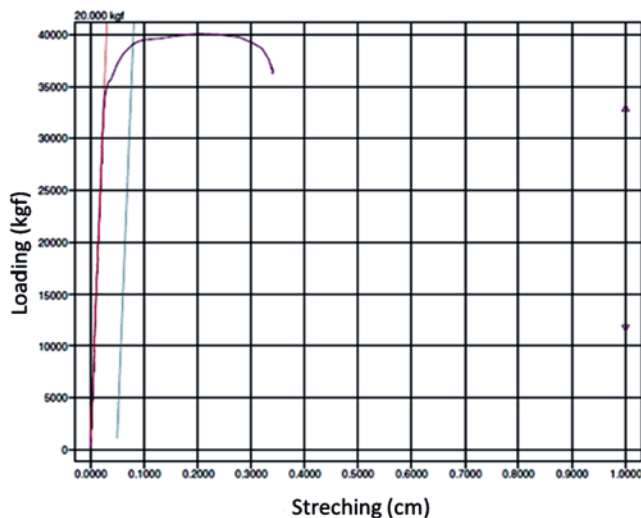
The protruding reinforcing steel was originally folded before being

**Figure 6**

Fissure observed on the surface of one of the foundation block protruding reinforcing steel

**Figure 7**

Exposure of some protruding reinforcing steel after opening the masonry box



**Figure 8**  
Diagram loading versus stretching – illustrative example of a test body

buried, having deviations along the length. With that, were selected the rectilinear lengths of the bars for extraction of the test specimens for the tensile test, observing prescriptions from NBR 6892 [30] and NBR 7480 [31] and the minimum adopted dimensions, as previously described. This measure aims to ensure that the effects from tortuosity of the bars have no influence on the results of the tensile test.

Thus, bars able to extraction of test specimens were marked, cut and submitted to a procedure of chemical cleaning using hexamethylenetetramine, according to standard ASTM G1 [35]. A solution of hydrochloric acid (1:1) was prepared, adding 3.5 g of Hexamethylenetetramine. The test specimens coming from the protruding reinforcing steel were immersed in this solution during a period of 10 minutes (temperature = 23°C) for removing corrosion products adhered to the surface of the test specimens. Those 20 minutes characterize 1 cycle. Thus, at each cycle, the test specimens were removed from the solution, washed in running water, dried with a cloth, and had their mass determined. The pickling process continued until it was not possible to observe variations over 0.1 g or mass between consecutive pickling cycles, which happened in approximately 5 cycles.

Then, the extremities of the test specimens were analyzed, discharging the test specimens that had deformations or accentuated corrosion in places destined to fix them in the claws of the universal machine. This measure aims to warrant that the rupture of the test specimens does not happen in these places, harming the tensile test. After this screening, twenty test specimens (PB1-PB20) were obtained. A visual inspection over the surface of the test specimens, besides microphotographs, using an optical microscope of 10x, were made aiming to identify the existence of pits in the surface of the protruding reinforcing steel.

The determination of the smaller transversal section of the test specimens was made using a micrometer that has conical tips with precision of 0.004 mm. In this procedure at least 35 measurements along the test specimens were made, being the small-

er measured value corresponding to the smaller diameter of the analyzed test specimens. This determination aims the calculation of the corrosion speed in soil of the protruding reinforcing steel, according to Equation 1 [36], the number of years that the bars were buried being equal to 60 years. The corrosion speeds of soil were compared with the value proposed by CEMCO [37], where greater corrosion levels are observed when corrosion speed is over 0.010 mm/year.

$$v_{\text{corr}} = [(\phi_x/2)/n] \quad (1)$$

Where:  $v_{\text{corr}}$  = corrosion speed (mm/year);  $\phi_x$  = the greater loss of section measured in the bar (mm); and  $n$  = number of years that the bar remained buried (years).

Besides the method for determining the corrosion speed by means of smaller diameters, the corrosion degree (G) was also determined by means of the mass loss, expressed according to the percentage difference between original mass ( $M_0$ ) of the protruding reinforcing steel, considering the original diameter (15.88mm) and the specific mass of steel (7.85 g/cm<sup>3</sup>), and the mass determined after the procedure of chemical cleaning ( $M_c$ ) [11].

### 3.2.3 Tensile test

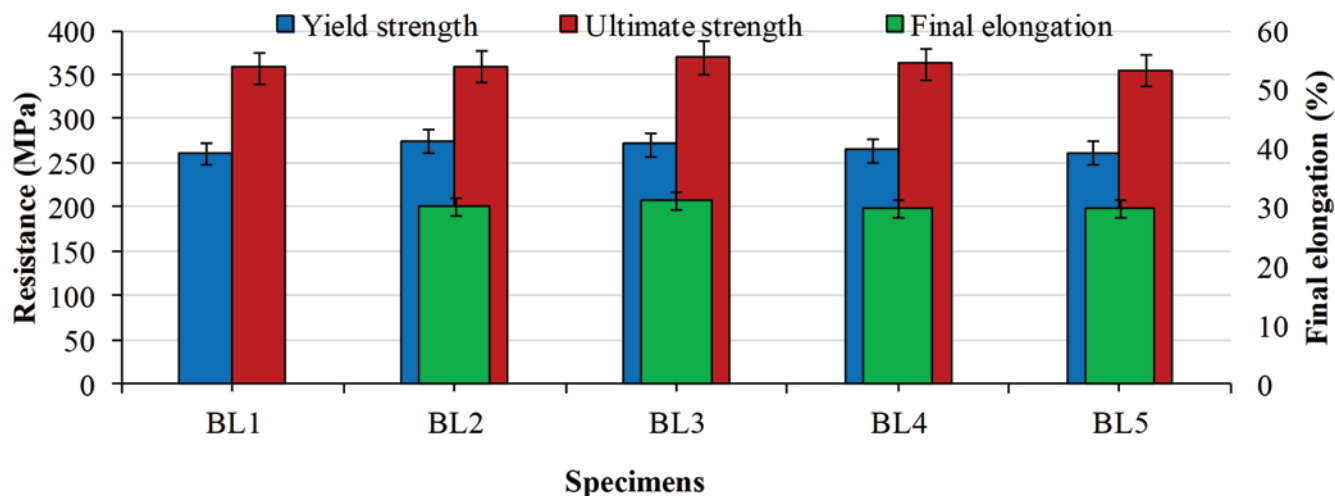
The test specimens were submitted to tensile tests in a universal machine of 20,000 kgf of capacity, according to prescriptions from NBR 6892 [30], with tension values expressed according to the original cross-section area of the test specimens. Results of the mean of values obtained regarding yield strength, ultimate strength and final stretching of the test specimens BL1 to BL5 were used as reference parameters for comparing with results obtained from test specimens PB1 to PB20. Figure 8 shows a diagram of loading versus elongation of a typical test specimen used in this study. In this case, as determination of the flow baseline was not graphically clear, yield strength was calculated considering the plastic deformation of 0.2% [30]. Resistance limit was calculated according to the maximum load supported by the test specimens.

## 4. Results and discussion

### 4.1 Mechanical properties of the reinforcement of the foundation block (BL1-BL5)

The values of mechanical properties of the reference test specimens BL1-BL5 are presented in Figure 9, their mean values equal to: 267 MPa ( $\pm 6$  MPa), 361 MPa ( $\pm 6$  MPa) and 30% ( $\pm 0.7\%$ ), corresponding to the yield strength, ultimate strength and final elongation, respectively. Those values will be used as reference to be compared with the corroded protruding reinforcing steel in this paper. It was not possible to determine the elongation of test specimen BL1 due to a problem in the used extensometer, this being replaced for the continuity of the tests. It is possible to observe that test specimens BL1-BL5 had closer values regarding the measured mechanical properties, with standard deviations relatively small compared with absolute values.





**Figure 9**  
Yield strength, ultimate strength and final elongation of test specimens BL1-BL5

## 4.2 Protruding reinforcing steel

### 4.2.1 Corrosion speed in test specimens PB1-PB20

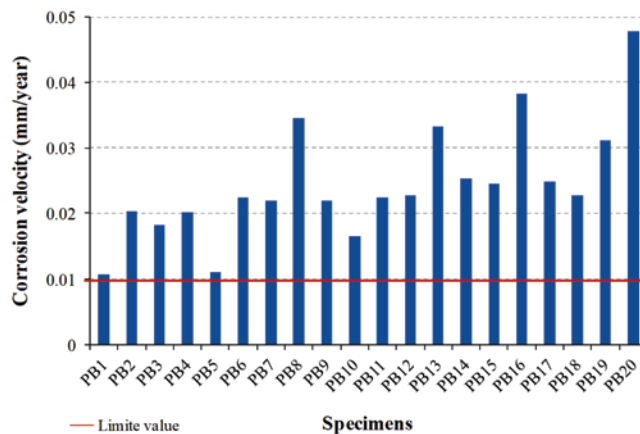
The corrosion speeds of test specimens PB1 to PB20, calculated from the smaller diameters (Eq. 1) are shown in Figure 10, where points above the straight line of the graph have high corrosion speeds according to methodology proposed by CEMCO [37].

First of all, it is possible to observe in Figure 10 that all test specimens had high corrosion speed, according to criterion described by CEMCO [37]. Some test specimens had values dissonant from the average behavior, such as, bars PB 16 and PB 20. In this case, the protruding reinforcing steel from where those test specimens were taken remained closed in masonry boxes, built to mew them. Thus, a part of the bars remained in contact with the sand of the box and another part in contact with the clay from the local soil. This fact triggered the emergence of differential aeration stacks, favoring the corrosion process and, in consequence, contributing to raise the corrosion speeds. This behavior is in according to literature [38].

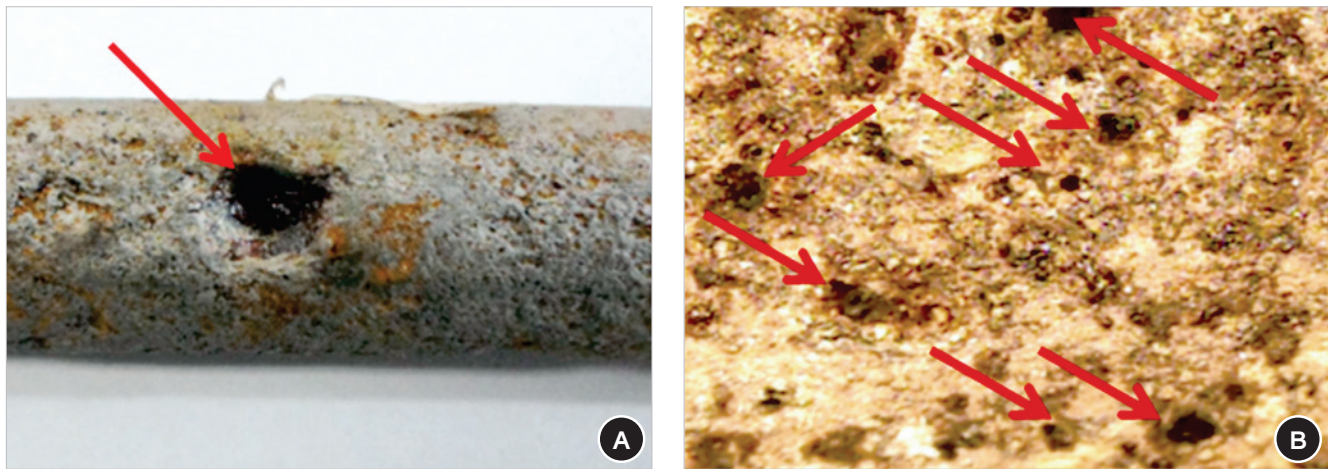
The analysis of Figures 3 and 10 result in an interesting observation. Even if the soil of the place was classified as essentially non corrosive (Figure 3), high corrosion speeds were obtained (Figure 10), demonstrating that expressing the corrosiveness of the soil only using the criterion of measuring its resistivity may not properly represent its aggressiveness with buried protruding reinforcing steel. Thus, other facts must also be taken into consideration in order to better describe the aggressiveness of soil, such as aeration, moisture, pH, presence of microorganism activity, and others. Even if all values lead to high corrosion speeds, results presented in Figure 10 by corroded protruding reinforcing steel where very diversified. The mean corrosion speed measured was 0.0246 mm/year, however with a standard deviation of 0.0089 mm/year, representing a coefficient of variation of 36%. This is a reflex of the characteristics of heterogeneity of the soil, as also discussed by Norhazilan et al. [20].

### 4.2.2 Analysis of pits presence in test specimens PB1-PB20

Figure 11(a) shows the image of a pit with depth of 4 mm obtained by means of visual analysis in a test specimen, while Figure 11 (b) shows a microphotography obtained from one of the test specimens from the protruding reinforcing steel, where it is possible to observe the presence of pits, by means of dark dots indicated in the image. The pits were verified in all test specimens of protruding reinforcing steel. There were no pits identified in the test specimens of the lower region of the foundation block (BL1-BL5, reference). The protruding reinforcing steel was collected near the edifications already existing in ITA since the decade of 1950. Thus, it was verified in local that the lack of draining systems of surface water, together with the use of cleaning products based in chlorine for maintenance and cleaning of those existing buildings, denoted an external source of chlorides in soil that contributed for the emergence of pits in protruding reinforcing steel. This affirmation is supported by analysis made to verify the presence of chlorides



**Figure 10**  
Corrosion velocity of specimens PB1-PB20



**Figure 11**  
 (a) Pit image obtained by visual inspection; (b) Micrographs showing the presence of pits in a certain region of a test specimen. Magnification of 10x

from power samples removed from the upper part of the foundation block, as presented in Figure 2.

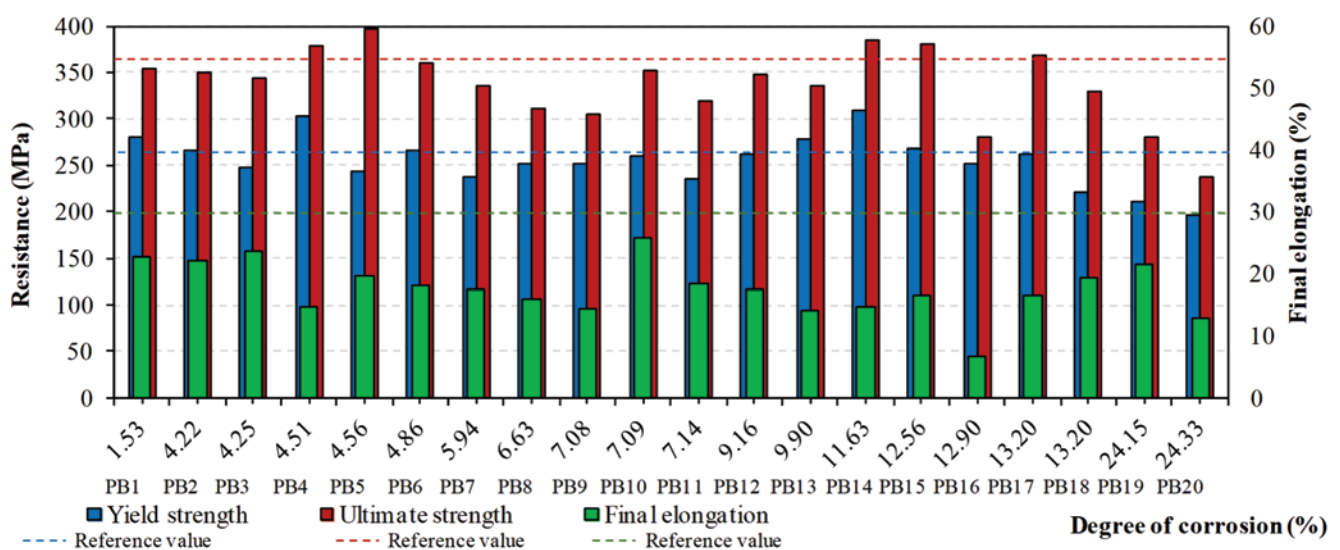
**4.2.3 Mechanical properties, mass loss and smaller diameter of test specimens PB1-PB20**

Figure 12 and 13 shows the relationship between mechanical properties with mass loss and with the smaller diameters of test specimens PB1-PB20, respectively.

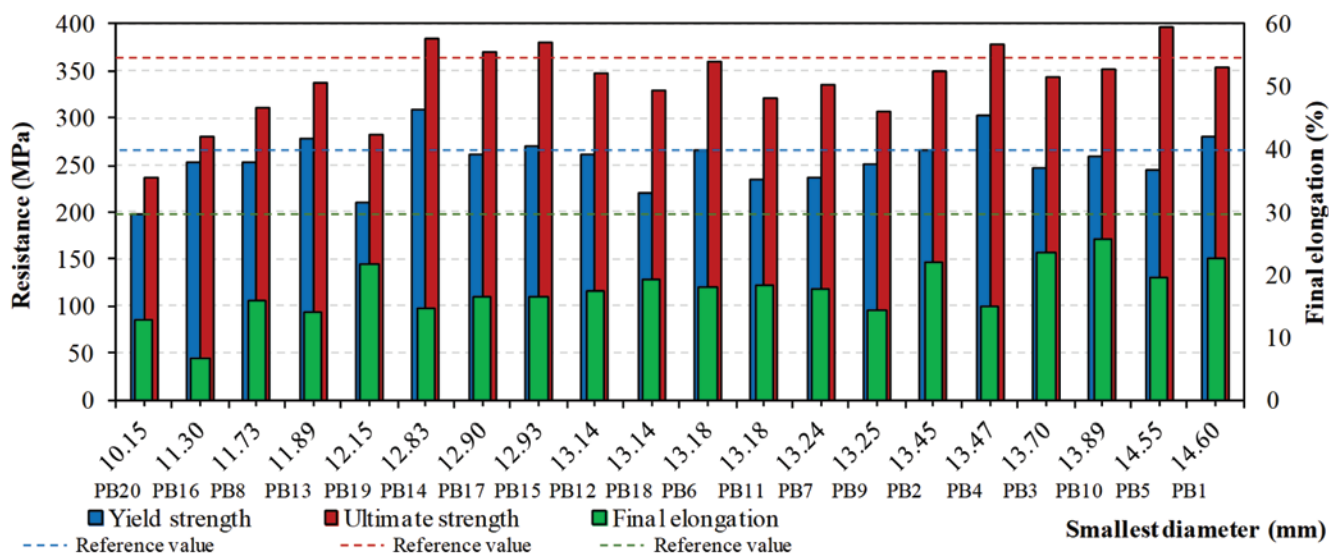
According to Figure 12 and 13, 25% of the test specimens (PB1, PB4, PB13, PB14 and PB15) had yield strength over the average value of the reference test specimens BL1-BL5 (dashed). The same percentage was observed regarding the ultimate strength,

however not necessarily the same bars (PB4, PB5, PB14, PB15 and PB17).

It must also be highlighted that all test specimens PB1-PB20 fractured right after reaching their ultimate strength, without signals of necking. This behavior is in consonance with studies available in literature [6, 10]. In this aspect, the presence of pits raised the concentration of tension in the sections of the protruding reinforcing steel. Thus, the tension generated in a given section corroded by pits increases expressively as there is an increase of loading during the test, rapidly reaching its ultimate strength, not being observed signals of necking. Besides, under a chemical perspective, the high concentration of sulfur found in the bars contributes to the decrease of ductility, since the iron sulphide leads to a fragility of the iron.



**Figure 12**  
 Ratio between degree of corrosion and yield strength, ultimate strength and final elongation of test specimens PB1-PB20



**Figure 13**  
Ratio between the smallest diameter with yield strength, ultimate strength and final elongation of the specimens PB1-PB20

A trend of decreasing yield strength and ultimate strength is observed in Figure 12 from a loss of mass of 12%, according to study from Almussallan [12]. For values below the cited one, a progressive trend of decreasing strength is not observed, where even test specimens with loss of mass of 5% had lower strength values than test specimens with two times the loss of mass. This is clearly observed comparing bars PB4 and PB14, for instance. The justification for this occurrence is related with effects of corrosion by pits to the transversal section of the reinforcement. This means that, in the case of corrosion by pits, expressing the corrosion degree by means of the gravimetric variation of bars may not be enough to represent the variations in strengths, at least until a corrosion degree of 12%.

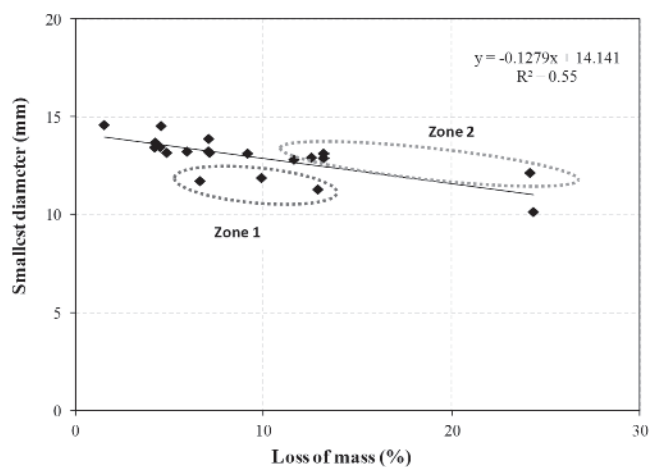
In Figure 13 it is possible to see an irregular behavior between the smaller diameter with yield and ultimate strengths. However, it is possible to observe a decreasing trend of strength regarding the diameter reduction for values less than 12mm, representing a loss of transversal section over 20% regarding the original transversal section. This means that for losses of transversal section over 20% there is a trend of a progressive decrease of strengths (yield and ultimate) of the corroded reinforcement.

In this sense, the damage made by pits to the transversal section of the corroded reinforcement promotes variations in the position of the axis of the bars along their length, generating eccentricities between the axis position of successive sections of the bars, producing gradients of efforts between those sections when submitted to tension, as also found in Zhu and François [19]. Thus, the effects of corrosion by pits may manifest not only by the loss of the transversal section of protruding reinforcing steel, but also in the geometric change of the axis of their transversal sections, contributing for an irregular behavior and making difficult the framing of a decreasing trend of those mechanical properties for values of section loss under 20%.

Figures 12 and 13 also reveal that the final stretch has an irregular

behavior in both cases (loss of mass and smaller diameters), making difficult to express a behavior trend. However, it is possible to state the effects of corrosion are more evident in the decrease of the final stretch of the bars when compared with reference values (dashed lines), agreeing with studies in literature [8, 10]. In this sense, all test specimens, even having a small loss of mass, demonstrated values under the mean stretching of the reference bars (BL1-BL5). This demonstrates that the corrosion effects were more pronounced over the ductility of the corroded reinforcement.

Figure 14 shows the relation between loss of mass and the smaller diameters of test specimens PB1-PB20. Figure 14 shows a trend to decreasing diameters as the loss of mass increases. Besides, it is also possible to observe the presence of two distinct zones. In is interesting to see that zone 2 indicates the occurrence of test



**Figure 14**  
Ratio between smallest diameters and the loss of mass of the test specimens PB1-PB20

specimens with smaller diameter and greater loss of mass. This fact is associated with corrosion by pits, as verified in Figure 11. Under this strand the pits have as characteristics being able to generate decreases in the transversal section as they go deeper, however without noticeable loss of mass.

## 5. Conclusions

In this paper, an analysis regarding the influence of the corrosion degree by loss of mass and smaller diameters on the mechanical properties of naturally corroded reinforcement in soil was made. Thus, the following conclusions may be highlighted:

- The presence of chlorides in the medium where the protruding reinforcing steel were buried during 60 years was found, its origin being from an external source. This fact justifies the appearance of pits with until 4 mm of depth in protruding reinforcing steel, impacting, notoriously, the mechanical properties of the protruding reinforcing steel. Besides, the characterization of the soil aggressiveness only by means of its resistance demonstrated to be ineffective.
- The effects of corrosion by pits show that analysis made from the corrosion degree and smaller diameters do not represent a trend of progressive decrease of the mechanical properties of the corroded reinforcement, demonstrating that those parameters are not the more appropriate for analyzing the mechanical properties of corroded reinforcement submitted to tension, since the eccentricities of the section generated by pits are not expressed by the parameters previously mentioned. Thus, concomitantly to this fact, the tension gradients that appear between those successive sections, contributing for the decrease of the mechanical properties of the corroded reinforcement, are not expressed by the corrosion degree and by smaller diameters, justifying the irregularity of behavior observed.
- Corrosion effects are more noticeable regarding the decrease of ductility of bars, considering that no corroded test specimen reached the final stretching value of reference; besides, no necking were observed in bars with corrosion degree over 12%. This demonstrated that structural elements whose degree of corrosion is over 12% may have sudden collapses.
- Two distinct zones were identified, representing that even test specimens with more loss of mass, not necessarily have smaller diameters. This behavior is characteristic for corrosion by pits, because reduction in the transversal section may be identified as the pits are deeper, however, without necessarily a significant loss of mass.

## 6. Acknowledgments

Authors thank the “Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA” and the “Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES”.

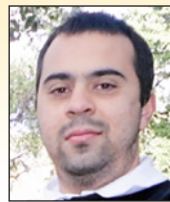
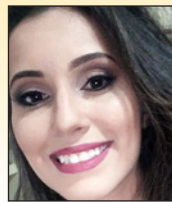
## 7. References

- [1] PAPE, T. M.; MELCHERS, R. E. Performance of 45-year-old corroded prestressed concrete beams. *Structures and Buildings*, v.166, n.SB10, 2012, p. 547-559.
- [2] REHMAN, S.; AL-HADHRAMI, L. M. Web-based national corrosion cost inventory system for Saudi Arabia. *Anti-Corrosion Methods and Materials*, v.61, n.2, 2013, p. 77-92.
- [3] SURNAM, B. Y. R. Prevention and cost of atmospheric corrosion in Mauritius. *Anti-Corrosion Methods and Materials*, v.60, n.2, 2013, p. 77-83.
- [4] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G.; BRITO, P. C.; MEDEIROS, M. H. F. Chloride penetration into concrete in an offshore platform-analysis of exposure conditions. *Ocean Engineering*, v.103, 2015, p.78-87.
- [5] PALSSOM, R.; MIRZA, M. S. Mechanical Response of Corroded Steel Reinforcement of Abandoned Concrete Bridge. *ACI Structural Journal*, v.99, n.2, 2002, p. 157-162.
- [6] APOSTOLOPOULOS, C. A.; PAPADAKIS, V. G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v.22, 2007, p. 2316–2324.
- [7] AZAD, A. K.; AHMAD, S.; AZHER, S. A. Residual Strength of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams- *ACI Materials Journal*, v. 104, n.1, 2007, p. 40-47.
- [8] FRANÇOIS, R.; KHAN, I.; DANG, V. H. Impact of corrosion on mechanical properties of steel embedded in 27-year-old corroded reinforced concrete beams. *Material and Structures*, v.46, 2013, p. 889-910.
- [9] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G.; MEDEIROS, M. H. F.; REAL, L. V. Investigação da resistência à compressão e da resistividade elétrica de concretos com diferentes tipos de cimento, *Revista ALCONPAT*, v.4, 2014, p.116-132.
- [10] APOSTOLOPOULOS, C. A.; DEMIS, S.; PAPADAKIS, V. G. Chloride-induced corrosion of steel reinforcement – Mechanical performance and pit depth analysis. *Construction and Building Materials*, v. 38, 2013, p. 139-146.
- [11] BALESTRA, C. E. T.; LIMA, M. G.; SILVA, A. R.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A. Corrosion degree effect on nominal and effective strengths of naturally corroded reinforcement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, 2016, p. 04016103.
- [12] ALMUSALLAN, A. A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing. *Construction and Building Materials*, v.15, 2001, p. 361–368.
- [13] APOSTOLOPOULOS, C. A.; PAPADOPOULOS, M. P.; PANTELAKIS, Sp. G. Tensile Behavior of Corroded Reinforcing Steel Bars BSt 500s. *Construction and Building Materials*, v.20, 2005, p. 782-789.
- [14] APOSTOLOPOULOS, C. A.; MICHALOPOULOS, D.; KOUTSOUKOS, P. The corrosion effects on the structural integrity of reinforcing steel. *Journal of Materials and Engineering and Performance*, v.17, n. 4, 2008, p. 506–516.
- [15] ZHANG, W. P.; DAI, H. C.; GU, X. L.; WU, S. N. Effect of Corrosion Pits on Mechanical Properties of Corroded Steel Bars. *Earth and Space 2010: Engineering, Science, construction and Operations in Challenging Environments*, 2010, p. 3504-3511.
- [16] ZHANG, W.; SONG, X.; GU, X.; LI, S. Tensile and fatigue behavior of corroded rebars. *Construction and Building Materials*, v.34, 2012, p. 409-417.
- [17] PAPADOPOULOS, M. P.; APOSTOLOPOULOS, C. A.; ZERVAKI, A. D.; HAIDEMENOPOULOS, G.N. Corrosion of exposed rebars associated mechanical degradation and

- correlation with accelerated corrosion test. *Construction and Building Materials*, v. 23, n.8, 2011, p. 3367-3374.
- [18] APOSTOLOPOULOS, C. A. The influence of corrosion and cross-section diameter on the mechanical properties of B500c steel. *Journal of Materials Engineering and Performance*, v.18, n.2, 2009, p. 190-195.
- [19] ZHU, W.; FRANÇOIS, R. Experimental investigation of the relationship between residual cross-section shapes and the ductility of corroded bars. *Construction and Building Materials*, v.69, 2014, p. 335-345.
- [20] NORHAZILAN, N. M.; NORDIN, Y.; LIM, K. S.; SITI, R. O.; SAFUAN, A. R. A.; NORHAMIMI, M. H. Relationship between soil properties and corrosion of carbon steel. *Journal of Applied Science Research*, v.8, n.3, 2012, p. 1739-1747.
- [21] REVIE, R. W.; UHLIG, H. H. *Corrosion and Corrosion Control – An Introduction to Corrosion Science and Engineering*. New Jersey, John Wiley & Sons, Inc., Fourth Edition, 2008.
- [22] LOUREIRO, A.; BRASIL, S.; YOKOYAMA, L. Estudo da Corrosividade de Solo Contaminado por Substâncias Químicas Através de Ensaio de Perda de Massa e Índice de Steinhath. *Corrosão e Protecção de Materiais*, v.26, n.4, 2007, p. 113-121 (in Portuguese).
- [23] ISMAIL A. I. M.; EL-SHAMY, A. M. Engineering behaviour of soil materials on the corrosion of mild steel. *Applied clay science*, v. 42, 2009, p. 356-362.
- [24] SILVA, J. M.; BRASIL, S. L. Critérios de avaliação da corrosividade de solos baseado na sobretensão de hidrogênio. *Corrosão e Protecção de Materiais*, v.29, n.1, 2010, p. 19-25 (in Portuguese).
- [25] PRITCHARD, O.; HALLETT, S. H.; FAREWELL, T. S. *Soil Corrosivity in the UK – Impacts on Critical Infrastructure*. ITRC – Infrastructure Transition Research Consortium, Cranfield University, 2013.
- [26] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G57-06: Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four Electrode Method. Pennsylvania, 2012.
- [27] NACE INTERNATIONAL – Soil Corrosion. Available in: <http://www.nace.org/StarterApps/Wiki/Wiki.aspx?wiki=141>; Accessed in jan. 29, 2017.
- [28] REUNION INTERNATIONALE DES LABORATORIES ET EXPERTS DES MATERIAUX, SYSTEMES DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES. RILEM TC 178-TCM: Testing and Modelling Chloride Penetration in Concrete. Madrid, 2002.
- [29] EUROPEAN STANDARDS. EN 14630: Products and systems for the protection and repair of concrete structures – test methods – determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. Committee B/517/8, Brussels, 2006.
- [30] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: Materiais Metálicos – Ensaio de Tração à Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 2002.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- [32] MILLS, A. P.; HAYWARD, H. W.; RADER, L. F. *Materials of Construction – Their Manufacture and Properties*. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1939.
- [33] CLARK, D. A. R. *Engineering Materials - Materials and Structures*. Middlesbrough, Blackie & Son Limited, 1949.
- [34] SOUZA, S. A. *Composição Química dos Aços*, 1º Edição, São Paulo, Edgard Bluncher, 1989.
- [35] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G1: Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test. Pennsylvania, 2003.
- [36] ULLER, L. & TROCÓNIS, O. *Manual de Inspección Evaluación Y Diagnostico de Corrosion em Estructuras de Hormigon Armado*. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo - Rio de Janeiro: CYTED, 1997.
- [37] CEMCO. *Durabilidad del Hormigón y Evaluation de Estructuras Corroídas*. Instituto de Ciências de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, 2001.
- [38] BERTOLINI, L. *Materiais de construção: Patologia, reabilitação e prevenção*. Oficina de Textos. Rio de Janeiro, 2010.

# Effect of degree of corrosion on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years

## *Efeito do grau de corrosão em propriedades mecânicas de armaduras enterradas por 60 anos*



C. E. T. BALESTRA<sup>a</sup>  
carlosbalestra@utfpr.edu.br

M. G. LIMA<sup>b</sup>  
magdlima@gmail.com

A. Z. MENDES<sup>c</sup>  
adriane.zella25@gmail.com

R. A. MEDEIROS-JUNIOR<sup>c</sup>  
ronaldodemedeirosjr@yahoo.com.br

### Abstract

This paper studies the influence of the corrosion degree calculated by the mass loss and by the smaller diameters on the yield strength, ultimate strength and final elongation. Reinforcements buried and naturally corroded for 60 years were studied. The mechanical properties of the protruding reinforcing steel were compared to reference bars, which also remained buried for 60 years, but without going through the process of corrosion. Micrographs, besides the chemical composition and the characterization of the aggressiveness of the soil were realized. The micrographs and the chemical composition show the presence of pits in the reinforcements and sulfur contents for steel above the prescriptions of the time when the foundations were initially implement, respectively. The results also show that the effects of pitting corrosion on the mechanical properties of the naturally corroded bars may not be adequately expressed by the mass loss. This type of corrosion (pits) produces geometric variations in the cross sections along the length of the test specimens, generating stress gradients between successive sections. This has a noticeable impact on the mechanical properties of the reinforcements. In general, the effects of corrosion are more pronounced on the ductility of the reinforcement. Regarding the aggressiveness of the soil, high corrosion rates were identified in the reinforcement, even with the soil being classified as essentially non-corrosive.

**Keywords:** reinforcement corrosion, durability, mass loss, smallest diameter, corrosion degree, mechanical properties.

### Resumo

Este artigo estuda a influência do grau de corrosão, calculado pela perda de massa e pelos menores diâmetros, sobre a resistência ao escoamento, limite de resistência e alongamento final em armaduras corroídas naturalmente. Essas armaduras permaneceram enterradas por 60 anos. As propriedades mecânicas das armaduras de espera foram comparadas às de barras de referência, que também permaneceram enterradas por 60 anos, mas sem sofrer o processo de corrosão. Foram realizadas micrografias, além da determinação da composição química e da caracterização da agressividade do solo onde as armaduras estavam enterradas. As micrografias e a composição química mostram a presença de pites nas armaduras e teores de enxofre acima das prescrições recomendadas para o aço na época de execução das fundações, respectivamente. Os resultados também mostram que os efeitos da corrosão por pites sobre as propriedades mecânicas das barras corroídas naturalmente podem não ser adequadamente expressos pela perda de massa. Esse tipo de corrosão (pites) produz variações geométricas nas seções transversais ao longo do comprimento dos corpos de prova, gerando gradientes de esforços entre seções sucessivas, que impactam de forma notória sobre suas propriedades mecânicas. De uma maneira geral, os efeitos da corrosão são mais pronunciáveis sobre a ductilidade das barras. Com relação à agressividade do solo, altas velocidades de corrosão foram identificadas nas armaduras, mesmo com o solo sendo classificado como essencialmente não corrosivo.

**Palavras-chave:** corrosão de armaduras, durabilidade, perda de massa, menor diâmetro, grau de corrosão, propriedades mecânicas.

<sup>a</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo, PR, Brasil;

<sup>b</sup> Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, Brasil;

<sup>c</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil.

## 1. Introdução

A limitação da baixa resistência à tração apresentada pelo concreto é suprida pelo uso das armaduras, permitindo a construção de estruturas esbeltas e com maiores vãos. Todavia, a introdução das armaduras no concreto pode resultar em problemas de degradação nas estruturas de concreto armado devido à corrosão, que em estágios avançados pode levar a estrutura à ruína. Neste sentido, estudos ressaltam que a manutenção e a reabilitação de estruturas degradadas pela corrosão envolvem montantes financeiros significativos [1-4].

Os efeitos da corrosão sobre as estruturas de concreto armado envolvem consequências às propriedades mecânicas das barras devido principalmente a uma redução de sua seção transversal e da aderência entre o concreto e as armaduras [5,6]. Além disso, os produtos de corrosão geram tensões na direção radial ao eixo das barras que não são suportadas pela limitada deformação plástica do concreto, levando assim à fissuração e posterior destacamento da camada de revestimento [7-9].

O mecanismo da corrosão que leva à degradação das armaduras têm sido objeto de pesquisa no mundo, entretanto, a influência da corrosão natural sobre as propriedades mecânicas das armaduras representam uma menor parcela desses estudos [6,10,11]. Tem-se observado que a maioria dos trabalhos referentes à avaliação das propriedades mecânicas de armaduras corroídas trata de ensaios de corrosão acelerada em ambiente de laboratório. Ressalta-se que, dependendo da metodologia aplicada para promover a corrosão das armaduras - câmaras salinas, por exemplo - esses trabalhos podem não promover a formação da camada de passivação que reveste a armadura no interior do concreto devido ao pH alcalino do meio; isso resulta em um ataque uniforme, e, conseqüentemente, diferenças em relação ao mecanismo de corrosão [6,8,10,12-16]. Dentro deste contexto, a corrosão das armaduras por ação dos cloretos é caracterizada como sendo por pites, uma vez que os cloretos tem a capacidade de romper localmente a camada passiva existente. Como consequência, a corrosão é propagada no pite, de acordo com a pilha ativa-passiva em condições não polarizadas [1,10,11].

Os estudos de Almussallan [12], Apostolopoulos *et al.* [10] e François *et al.* [8] podem ser citados dentre as pesquisas que contemplam a corrosão de armaduras conduzidas em laboratório. Na perspectiva de armaduras corroídas obtidas de estruturas reais, podem ser citados os estudos de Palsom e Mirza [5], Papadopoulos *et al.* [17], Zhang *et al.* [16] e Balestra *et al.* [11].

A metodologia utilizada por Almussallan [12] consiste em aplicar uma corrente em barras de aço embebidas no concreto para acelerar o processo de corrosão. O autor pontua a ocorrência de fraturas repentinas em barras com grau de corrosão superior a 12%. Já Apostolopoulos *et al.* [10] submetem barras expostas diretamente à névoa salina e também barras embebidas no concreto exposta a mesma névoa. Os autores ressaltam que comparando barras com o mesmo grau de corrosão, as barras imersas no concreto mostram maior redução quanto à resistência ao escoamento e ductilidade e maior profundidade de pites do que às expostas diretamente à névoa salina. No estudo de François *et al.* [8] foram utilizadas barras extraídas de vigas de concreto armado expostas a um ambiente com cloretos. Os resultados mostraram uma redu-

ção das propriedades mecânicas devido à corrosão e a ausência de indicação de estrição nas barras corroídas.

Palsom e Mirza [5] utilizaram 103 amostras de armaduras provenientes do tabuleiro de uma ponte canadense, demolida devido aos problemas de corrosão das armaduras pelo uso de sais de degelo. Papadopoulos *et al.* [17] realizaram ensaios de tração em 96 corpos de prova extraídos de edificações centenárias na Grécia. Recentemente, o estudo de Zhang *et al.* [16] comparou o comportamento à tração e fadiga de armaduras de uma edificação com mais de 30 anos na China e Balestra *et al.* [11] avaliaram o efeito do grau de corrosão na resistência efetiva e nominal de armaduras naturalmente corroídas.

De uma forma geral, independentemente se o método de corrosão das barras é acelerado em laboratório ou em condições naturais, os estudos citados apontam para um decréscimo nos valores referentes à resistência ao escoamento, limite de resistência, alongamento final medido e ductilidade, conforme a perda de massa das armaduras aumenta.

A influência da seção transversal sobre as propriedades mecânicas das armaduras é apresentada nos estudos de Apostolopoulos [18] e Zhu e François [19]. No primeiro estudo, barras foram corroídas em uma câmara de névoa salina por até 120 dias. Os resultados demonstraram uma variação progressiva das propriedades mecânicas das barras à medida que o diâmetro das barras é diminuído pela corrosão. No segundo estudo foram analisados diferentes padrões de corrosão. Os resultados mostraram que formas assimétricas das seções corroídas, com maiores valores de excentricidade, apresentaram os menores valores de alongamento final comparadas às seções simetricamente corroídas. Além disso, nestas seções assimétricas, a excentricidade aumentou a concentração de tensões nas seções transversais, decrescendo drasticamente o alongamento final das barras.

Mediante o exposto, prover mecanismos que permitam avaliar a relação da corrosão com o decréscimo das propriedades mecânicas das armaduras, a fim de verificar a capacidade portante remanescente de uma estrutura de concreto armado degradada se faz necessário, com o objetivo de determinar níveis de segurança. Desta forma, dada a existência de poucos estudos utilizando armaduras corroídas naturalmente, o presente artigo tem como objetivo apresentar resultados referentes aos efeitos do grau de corrosão, expresso pela perda de massa e pelos menores diâmetros, sobre as propriedades mecânicas de armaduras corroídas naturalmente no solo por décadas, provenientes de um antigo conjunto de fundações executadas em concreto armado. Para tal, ensaios de tração em corpos de prova retirados destas armaduras foram realizados.

Este conjunto de fundações era composto por: (i) estacas; (ii) blocos de fundação em concreto armado, com armaduras com diâmetros nominais originais de 5/8" (15,88 mm) e concreto com resistência à compressão de 12 MPa; e (iii) armaduras de espera destinadas à ligação entre os blocos de fundação e os pilares da edificação, com diâmetros nominais originais de 5/8" (15,88 mm) e 3/4" (19,08 mm). O conjunto de fundações pertence ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), localizado em São José dos Campos, Brasil, e permaneceu enterrado por um período de 60 anos, pois não houve a possibilidade de construção de uma parte das edificações na década de 50.

Quando as obras foram retomadas, problemas como destacamentos entre blocos e estacas e a corrosão das armaduras de espera foram verificados *in loco*, o que impossibilitou o uso destas antigas fundações. Desta forma, estas antigas fundações foram descartadas, sendo suas armaduras de espera e um bloco de fundação coletados para pesquisas.

Deve ser ressaltado que as armaduras de espera permaneceram enterradas no solo por décadas, sendo natural o seu processo de corrosão, ou seja, sem a influência de procedimentos acelerados em laboratório que podem não refletir adequadamente a resistência esperada de barras corroídas naturalmente [11,16]. Tal fato permite uma análise quantitativa realista dos efeitos da corrosão determinados através da perda gravimétrica e da redução dos diâmetros das barras sobre as propriedades mecânicas das armaduras.

Uma análise da caracterização do solo como meio corrosivo foi executada. Além disso, fazem parte do escopo deste trabalho a determinação das características químicas das armaduras e uma análise por microscopia, a fim de observar o tipo de corrosão (morfologia).

## 2. Caracterização do solo como meio agressivo quanto à corrosão

O solo apresenta-se como um dos mais importantes e complexos meios agressivos às estruturas devido à atuação conjunta de múltiplos fatores, como por exemplo, a variação da composição do solo, a umidade presente e a atividade de microrganismos [20]. A interação dos fatores que interferem na corrosão dos metais no solo faz com que seu desempenho apresente características de durabilidade distintas em diferentes regiões [21].

Os principais fatores que influenciam na corrosividade do solo são: a aeração, a resistividade, a presença de íons (cloretos e sulfatos), a umidade, o pH e a atividade de microrganismos [22-25]. Dentre esses fatores, Balestra *et al.* [11] afirmam que a resistividade é um parâmetro indicativo da corrosividade do solo, obtida por meio

**Tabela 1**

Classificação de agressividade do solo segundo NACE [27]

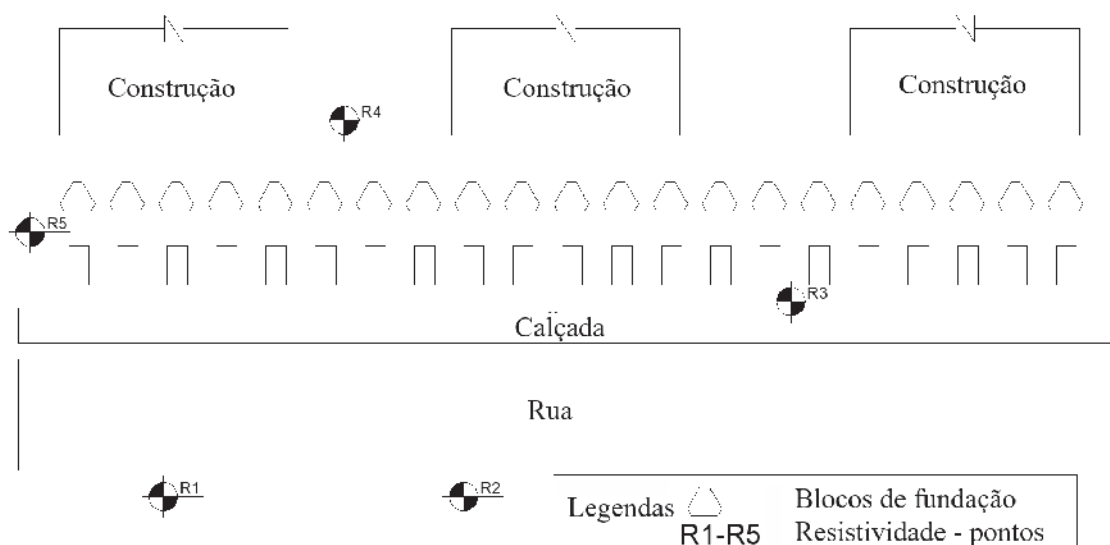
Resistividade do solo ( $\Omega \cdot \text{cm}$ )	Avaliação de corrosividade
> 2000	Essencialmente não corrosivo
1500 - 2000	Medianamente corrosivo
1200 - 1500	Moderadamente corrosivo
1000 - 1200	Corrosivo
700 - 1000	Altamente corrosivo
< 700	Extremamente corrosivo

de ensaios em campo. Neste sentido, a norma ASTM G57-06 [26] estabelece critérios metodológicos para a determinação da resistividade do solo segundo o método dos quatro eletrodos de Wenner. Com relação ao critério utilizado para avaliação da agressividade do solo em campo, NACE [27] estabelece faixas de valores para a caracterização da agressividade do solo segundo sua resistividade. De acordo com esta classificação, apresentada na Tabela 1, solos com resistividade superior a 20000  $\Omega \cdot \text{cm}$  são caracterizados como essencialmente não corrosivos, ao passo que solos com resistividade inferior a 700  $\Omega \cdot \text{cm}$  são extremamente corrosivos.

## 3. Programa experimental

### 3.1 Caracterização do local e do solo

Os materiais utilizados para obtenção dos corpos de prova para o ensaio de tração são provenientes de armaduras não corroídas removidas da face inferior de um bloco de fundação (referência) e



**Figura 1**

Esquema de localização das antigas fundações e pontos de determinação da resistividade do solo (R1-R5)



**Tabela 2**

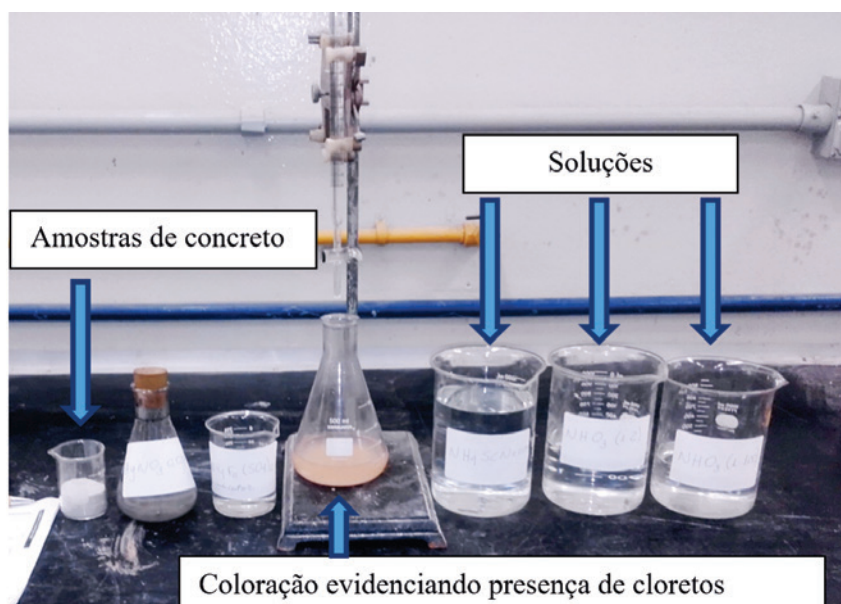
Características químicas do solo

Parâmetro	Amostra 1	Amostra 2
pH	7,10	8,97
Sulfetos (%)	0,004	0,004
Óxidos de cálcio (%)	0,31	0,92
Óxidos de magnésio (%)	0,06	0,07

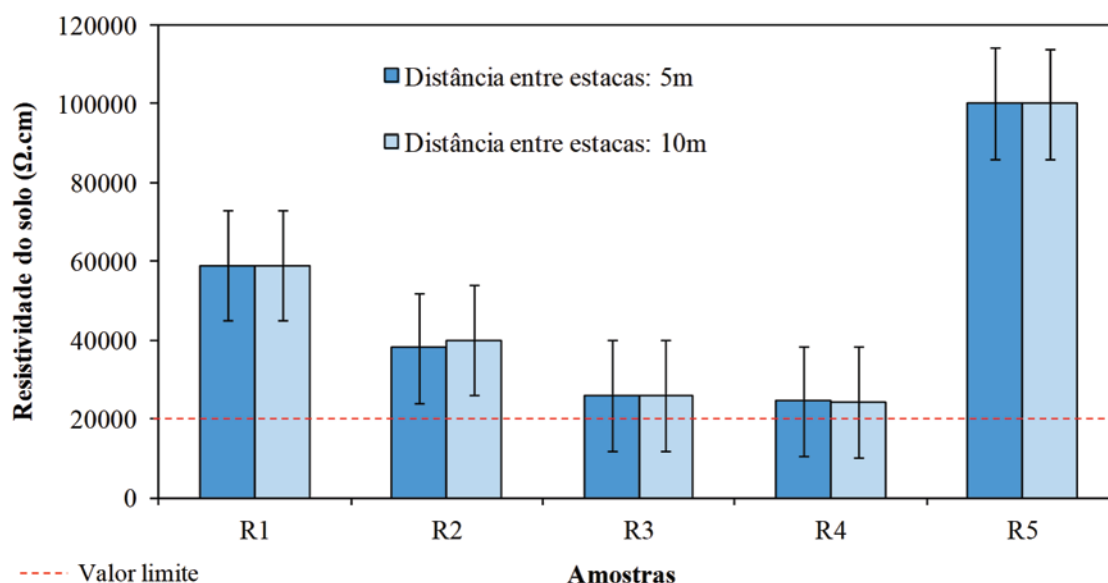
de armaduras de espera em processo de corrosão natural. Deve ser ressaltado que estas armaduras apresentavam 60 anos. As armaduras de espera permaneceram enterradas em processo de corrosão natural no solo por este período, ao passo que, as armaduras do bloco de fundação (região inferior do bloco) permane-

ram protegidas pelo concreto e não apresentavam corrosão. A Figura 1 mostra um esquema de localização das antigas fundações. O solo do local onde as fundações estavam presentes caracterizava-se pela presença de silte e argila, com uma cor predominante avermelhada, indicando a presença de óxidos de ferro. As características químicas do solo do local são apresentadas na Tabela 2. Duas amostras foram coletadas para caracterização do solo, sendo possível observar um pH próximo ao neutro para a amostra 1 e um pH básico na amostra 2. A Tabela 2 também revela uma maior presença de óxido de cálcio na amostra 2. Os teores de sulfetos e óxido de magnésio encontrados foram semelhantes entre as amostras.

A presença de cloretos foi avaliada através de ensaios em amostras de concreto tomadas nas proximidades da face superior do bloco de concreto coletado para estudos, uma vez que a avaliação

**Figura 2**

Análise para verificação da presença de cloretos nas fundações

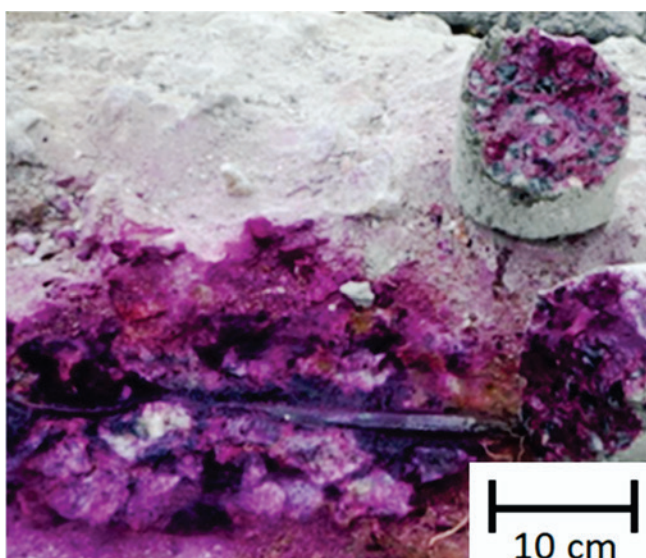
**Figura 3**

Resistividade do solo no local de estudo



**Figura 4**  
Exposição completa das armaduras do bloco de fundação

de cloretos diretamente no solo é uma atividade complexa, pois a água das chuvas penetra através do solo podendo carregar e distribuir desigualmente os cloretos presentes no mesmo. Desta forma, amostras de concreto em pó foram coletadas em sete pontos do bloco através da execução de furos com diâmetro igual a 19 mm, até a profundidade de 20 mm nas proximidades da superfície do concreto. O material em pó foi coletado e analisado por titulação com uso de uma solução de tiocianato de amônia (0,05M), conforme descreve o procedimento da RILEM TC 178-TMC [28]. A titulação é conduzida até que a solução de tiocianato produza uma coloração marrom que não desaparece com a agitação, indicando, assim, a presença de cloretos (Figura 2).



**Figura 5**  
Alcalinidade do concreto avaliada pela aplicação de fenolftaleína

Além disso, um terrômetro analógico foi utilizado para determinar a resistividade do solo em cinco pontos (R1-R5) no local onde as fundações estavam presentes (Figura 1). Em cada ponto foram realizadas duas medidas, variando a distância entre as estacas (5 e 10 metros). Os valores da resistividade do solo são apresentados na Figura 3. Os resultados de resistividade apresentados, com valores acima de 20000  $\Omega \cdot \text{cm}$ , classificam o solo como essencialmente não agressivo para ambas as distâncias entre estacas (5 e 10 metros). Além disso, é possível observar que a distância entre as estacas não ocasionou grandes variações nos valores de resistividade obtidos para um mesmo ponto.

### 3.2 Análise das armaduras

#### 3.2.1 Armaduras do bloco de fundação referência – não corroída)

Um rompedor de concreto foi utilizado para a extração das armaduras presentes no bloco de fundação, e uma esmerilhadeira foi utilizada para o corte das barras. Um conjunto de oito barras com diâmetro original de 5/8" (15,88 mm) foi obtido, conforme observado na Figura 4. Deve ser ressaltado que neste procedimento, a integridade das barras foi preservada, tomando-se cuidados para que a ponteira do equipamento não entrasse em contato com as barras, podendo gerar deformações, fissuras ou rupturas eventuais, danificando as amostras.

A alcalinidade do meio onde as barras estavam inseridas no interior do bloco de fundação foi verificada por meio da pulverização de uma solução de fenolftaleína sobre a superfície do concreto do bloco recém-fraturado, conforme recomendação por EN14630 [29]. Desse modo, a alcalinidade do meio foi verificada pela coloração rosa carmim, conforme observado na Figura 5. A cor rosa carmim do indicador significa que o concreto tem um pH acima de 10. Sendo assim, tendo em vista que as armaduras permaneceram protegidas pelo concreto frente à corrosão, fato constatado tanto visualmente,

**Tabela 3**

Composição química obtida no ensaio de espectrometria

Face	Elemento				
	Carbono (%)	Silício (%)	Manganês (%)	Fósforo (%)	Enxofre (%)
1	0,103	0,023	0,385	0,034	0,030
2	0,106	0,025	0,385	0,034	0,031

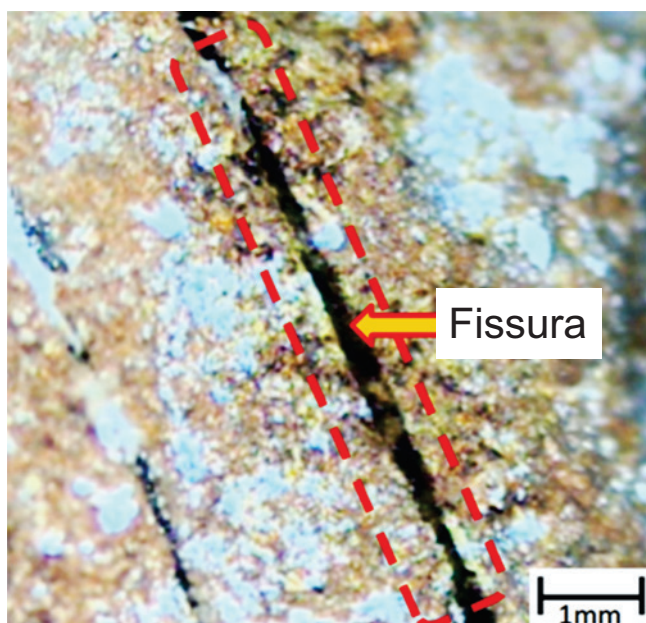
quanto através da pulverização da solução de fenolftaleína, os valores médios das propriedades mecânicas destes corpos de prova foram tomados como valores de referência para fins comparativos das propriedades mecânicas dos corpos de prova advindos das armaduras de espera. Ressalta-se ainda que as armaduras do bloco utilizadas como referência foram extraídas na parte inferior do bloco de fundação, portanto, protegidas da ação dos cloretos em comparação com as armaduras de espera e da parte superior do bloco.

As normas brasileiras NBR 6892 [30] e NBR 7480 [31] prescrevem que o comprimento mínimo onde o alongamento do corpo de prova é determinado deve ser 10 vezes seu diâmetro nominal. Desta forma, sendo o diâmetro das armaduras utilizadas neste estudo igual a 15,88 mm, a dimensão mínima dos corpos de prova utilizados neste estudo foi definida como 330 mm, sendo 160 mm destinado à medida dos alongamentos.

Assim, definidas as dimensões mínimas dos corpos de prova, os trechos mais retilíneos das armaduras obtidas do bloco de fundação foram demarcados e cortados. Seguindo esse procedimento, foram obtidos cinco corpos de prova (BL1-BL5). A escolha de corpos de prova a partir dos trechos mais retilíneos das armaduras se faz necessária a fim de evitar desvios ao longo do eixo axial dos mesmos, podendo influenciar no ensaio de tração.

Em paralelo, um ensaio de espectrometria de emissão óptica foi realizado para determinar as principais espécies químicas presentes nas barras. Um segmento de barra foi cortado e suas duas faces foram analisadas quanto ao percentual de carbono, silício, manganês, fósforo e enxofre. Os resultados de espectrometria são apresentados na Tabela 3. O teor de ferro observado em ambas as amostras foi de 99,3%.

Mills *et al.* [32] afirmam que para aços da época, com 0,10% de carbono em sua composição, o manganês deveria estar em uma faixa situada entre 0,30 a 0,40%. Clark [33] afirma que a proporção de silício encontrada nos aços, em geral, apresentava-se em uma faixa de 0,10 a 0,30% e que, além disso, a proporção de enxofre e fósforo deveria estar limitada a 0,015% e 0,05%, respectivamente. Entretanto, os resultados da Tabela 3 mostram que a quantidade de enxofre e silício não está em conformidade com os limites descritos na época, fornecendo um indicativo a respeito de um controle de qualidade deficiente na fabricação das barras. Neste contexto, Souza [34] ressalta que a presença do enxofre em excesso impacta negativamente sobre as propriedades mecânicas do aço, reduzindo sua ductilidade. O enxofre, ao se combinar com o ferro, forma sulfeto de ferro (FeS), que possui ponto de fusão menor em relação ao aço, além de se localizar no contorno dos grãos. Tal fato pode ocasionar a fragilidade do aço durante as etapas de conformação

**Figura 6**

Fissura observada na superfície de uma das armaduras do bloco de fundação

**Figura 7**

Exposição de algumas armaduras de espera após abertura da caixa de alvenaria

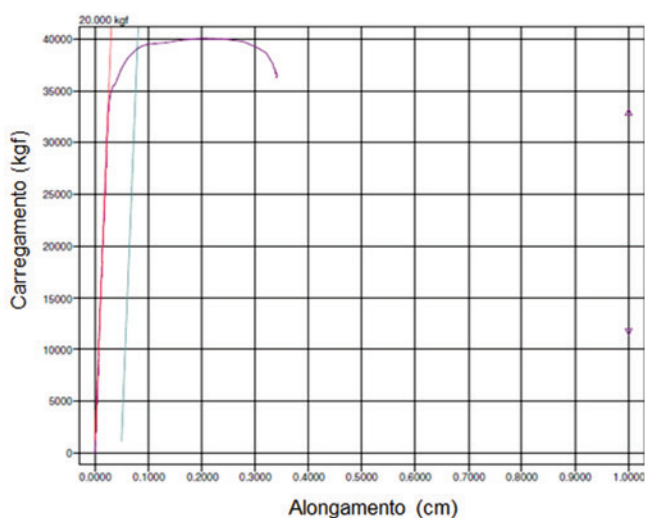
mecânica, resultando em fissuras. Esse comportamento foi observado nas barras estudadas neste artigo. A Figura 6 apresenta uma fissura identificada em um segmento de barra descartado, obtida a partir das armaduras do bloco de fundação.

### 3.2.2 Armaduras de espera (corroídas)

Com relação às armaduras de espera, barras com diâmetros nominais originais de 5/8" (15,88 mm) foram coletadas a partir das faces superiores dos blocos de fundação. Para tanto, uma esmerilhadeira foi utilizada para o corte e coleta das barras. Esse procedimento foi executado o mais próximo possível da face superior dos blocos, a fim de obter maiores comprimentos possíveis das barras. Cabe salientar que, na maioria dos casos, as armaduras de espera foram diretamente recobertas pelo solo do local; contudo, em alguns casos, caixas em alvenaria sem tampas ou fundos foram construídas para acondicionamento das armaduras de espera. Neste caso, as caixas de alvenaria foram construídas ao redor das armaduras e preenchidas com areia para acondicionamento das barras. A Figura 7 apresenta um detalhe com a exposição das armaduras após a abertura de uma dessas caixas.

As armaduras de espera originalmente foram dobradas antes de serem enterradas, apresentando desvios ao longo de seu comprimento. Com isso, foram selecionados os comprimentos retilíneos das barras para a extração de corpos de prova para o ensaio de tração, observando as prescrições da NBR 6892 [30] e da NBR 7480 [31] e dimensões mínimas adotadas, conforme descrito anteriormente. Tal medida visa assegurar que efeitos decorrentes de tortuosidades das barras não influenciem nos resultados do ensaio de tração.

Assim, as barras aptas à extração de corpos de prova foram demarcadas, cortadas e submetidas a um procedimento de decapagem química utilizando hexametilenotetramina, segundo a norma ASTM G1 [35]. Uma solução de ácido clorídrico (1:1) foi preparada, sendo adicionados 3,5 g de Hexametilenotetramina.



**Figura 8**  
Diagrama carregamento *versus* alongamento – exemplo ilustrativo de um corpo de prova

Os corpos de prova provenientes das armaduras de espera foram imersos nesta solução por um período de 10 minutos (temperatura = 23°C) para a remoção de produtos de corrosão aderidos à superfície dos corpos de prova. Esses 10 minutos caracterizaram 1 ciclo. Dessa forma, a cada ciclo, os corpos de prova foram retirados da solução, lavados em água corrente, secos com um pano, e tiveram sua massa determinada. O processo de decapagem seguiu até que não fossem observadas variações superiores a 0,1 g de massa entre ciclos de decapagem consecutivos, o que ocorreu em aproximadamente 5 ciclos.

Em seguida, as extremidades dos corpos de prova foram analisadas, sendo descartados os corpos de prova que apresentavam deformações ou corrosão acentuada nos locais destinados à fixação dos mesmos nas garras do equipamento de tração. Tal medida visa garantir que a ruptura dos corpos de prova não ocorra nestes locais, prejudicando o ensaio de tração. Após esta triagem, vinte corpos de prova (PB1-PB20) foram obtidos. Uma inspeção visual sobre a superfície dos corpos de prova, além de micrografias, com utilização de um microscópio óptico com aumento de até 10x, foi realizada com o objetivo de identificar a existência de pites na superfície das armaduras de espera.

A determinação da menor seção transversal dos corpos de prova foi feita utilizando um micrômetro dotado de ponteiros cônicos com precisão de 0,004 mm. Neste procedimento, foram realizadas no mínimo 35 medidas ao longo do comprimento dos corpos de prova, sendo o menor valor medido correspondente ao menor diâmetro do corpo de prova analisado. Esta determinação visa o cálculo da velocidade de corrosão no solo das armaduras de espera, segundo a Equação 1 [36], sendo o número de anos que as barras permaneceram enterradas igual a 60 anos. As velocidades de corrosão no solo foram comparadas com os valores propostos pelo CEMCO [37], onde altos níveis de corrosão são observados quando a velocidade de corrosão é superior a 0,010 mm/ano.

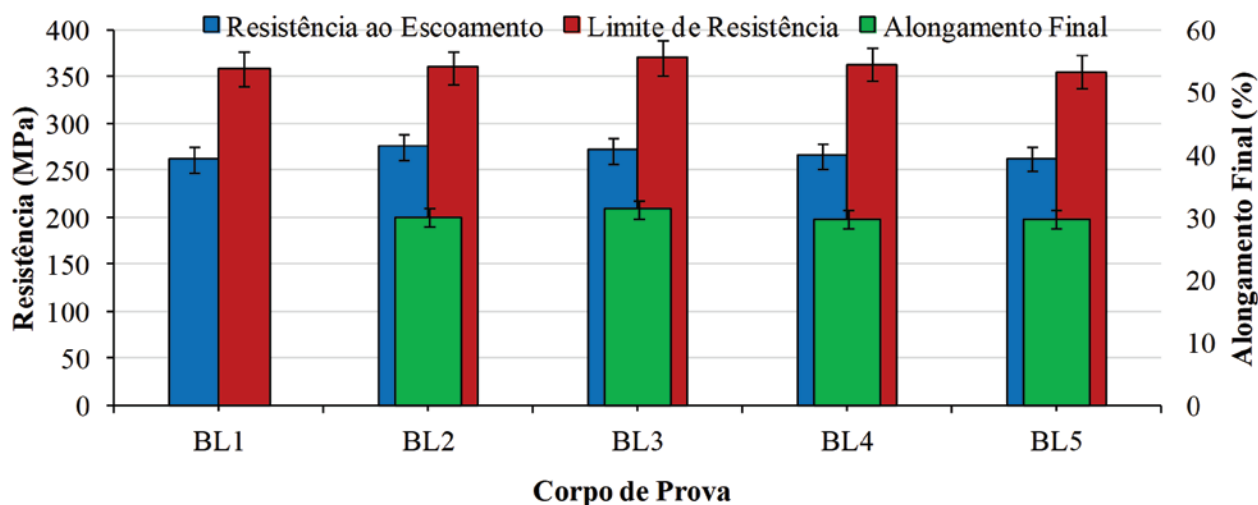
$$v_{\text{corr}} = [(\phi_x/2)/n] \quad (1)$$

Onde:  $v_{\text{corr}}$  = velocidade de corrosão (mm/ano);  $\phi_x$  = maior perda de seção medida na barra (mm); e  $n$  = número de anos que a barra permaneceu enterrada (anos).

Além da metodologia de determinação da velocidade de corrosão através dos menores diâmetros, o grau de corrosão ( $G$ ) também foi determinado por meio da perda de massa, expresso segundo a diferença percentual entre a massa original ( $M_0$ ) das armaduras, considerando o diâmetro original (15,88 mm) e a massa específica do aço (7,85 g/cm<sup>3</sup>), e a massa determinada após o procedimento de decapagem química ( $M_c$ ) [11].

### 3.2.3 Ensaio de tração

Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de tração em uma máquina universal de 20.000 kgf de capacidade, conforme as prescrições da NBR 6892 [30], sendo os valores de tensão expressos segundo a área de seção transversal original dos corpos de prova. Os resultados da média dos valores obtidos quanto à resistência ao escoamento, limite de resistência e alongamento final dos corpos de prova BL1 a BL5 foram utilizados como parâmetros de referência para comparação com os resultados obtidos a partir



**Figura 9**

Resistência ao escoamento, limite de resistência e alongamento final dos corpos de prova BL1-BL5

dos corpos de prova PB1 a PB20. A Figura 8 apresenta um diagrama de carregamento *versus* alongamento de um corpo de prova típico utilizado neste estudo. Neste caso, como a determinação do patamar de escoamento não foi nítida graficamente, a resistência ao escoamento foi calculada considerando a deformação plástica de 0,2% [30]. O limite de resistência foi calculado segundo a máxima carga suportada pelo corpo de prova.

## 4. Resultados e discussões

### 4.1 Propriedades mecânicas das armaduras do bloco de fundação (BL1-BL5)

Os valores das propriedades mecânicas dos corpos de prova de referência BL1-BL5 são apresentados na Figura 9, sendo seus valores médios iguais a: 267 MPa ( $\pm 6$  MPa), 361 MPa ( $\pm 6$  MPa) e 30% ( $\pm 0,7\%$ ), correspondentes à tensão de escoamento, limite de resistência e alongamento final, respectivamente. Estes valores serão utilizados como referência para fins comparativos com as armaduras corroídas neste artigo. Não foi possível determinar o alongamento do corpo de prova BL1 devido a um problema no extensômetro utilizado, sendo este substituído para a continuidade dos ensaios. É possível observar que os corpos de prova BL1-BL5 apresentaram valores próximos quanto às propriedades mecânicas medidas, com desvios padrão relativamente pequenos comparados com os valores absolutos.

### 4.2 Armaduras de espera

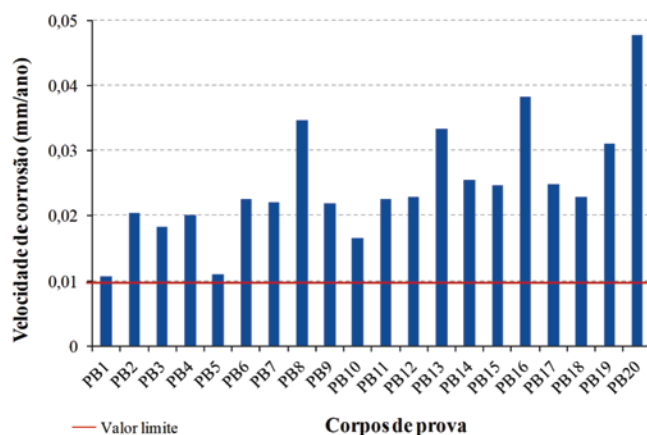
#### 4.2.1 Velocidade de corrosão nos corpos de prova PB1-PB20

As velocidades de corrosão dos corpos de prova PB1 a PB20, calculadas a partir dos menores diâmetros (Eq. 1), são apresentadas na Figura 10, sendo que os pontos acima da linha reta do gráfico apresentam altas velocidades de corrosão, segundo a metodologia proposta por CEMCO [37].

Em primeiro lugar, é possível observar na Figura 10 que todos

os corpos de prova apresentaram altas velocidades de corrosão, segundo o critério descrito pelo CEMCO [37]. Alguns corpos de prova apresentaram valores destoantes do comportamento médio, como por exemplo, as barras PB 16 e PB 20. Neste caso, as armaduras de espera de onde foram tomados estes corpos de prova permaneceram enclausuradas em caixas de alvenaria, construídas para acomodá-las. Dessa forma, uma parcela das barras permaneceu em contato com a areia da caixa e outra parcela em contato com a argila do solo local. Tal fato provocou o surgimento de pilhas de aeração diferencial, o que favorece o processo de corrosão, e, conseqüentemente, contribui para elevar as velocidades de corrosão. Esse comportamento está em concordância com a literatura [38].

A análise conjunta das Figuras 3 e 10 resulta em uma observação interessante. Embora o solo do local tenha sido classificado como essencialmente não corrosivo (Figura 3), altas velocidades de corrosão foram obtidas (Figura 10), demonstrando que expressar a corrosividade do solo somente pelo critério da medida



**Figura 10**

Velocidade de corrosão dos corpos de prova PB1-PB20



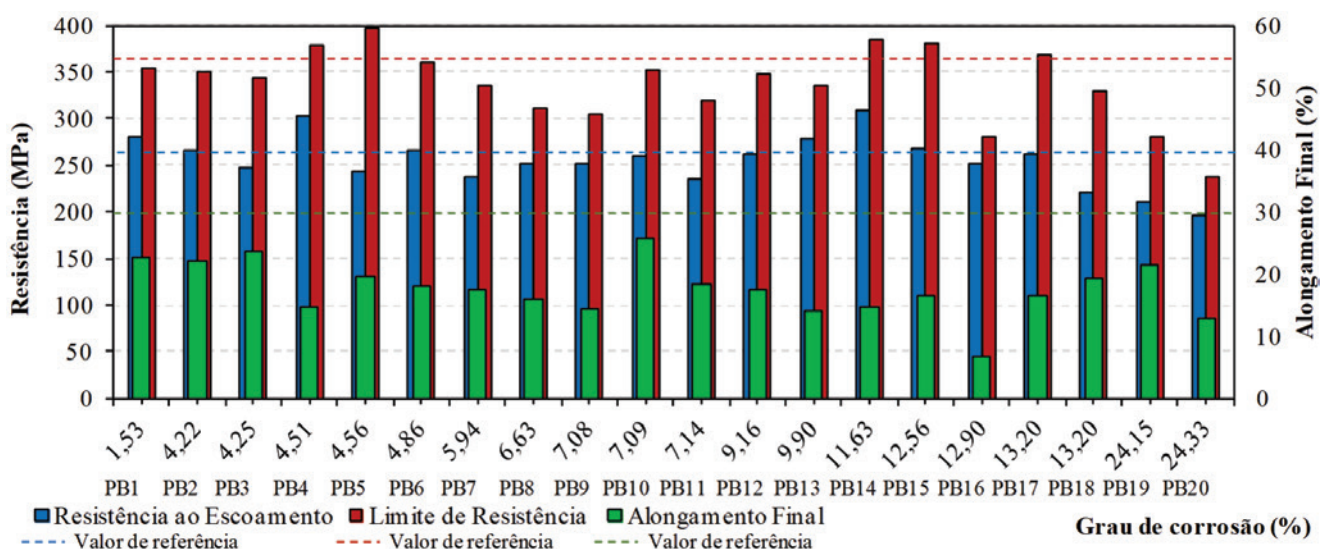
**Figura 11**  
 (a) Imagem de pite obtida por inspeção visual; (b) Micrografias mostrando a presença de pites em determinada região de um corpo de prova. Aumento de 10x

de sua resistividade pode não representar adequadamente sua agressividade para com as armaduras enterradas. Dessa forma, outros fatores devem também ser levados em consideração para melhor descrever a agressividade do solo, como a aeração, a umidade, o pH, a presença de atividade de microrganismos, entre outros. Embora todos os valores conduzam a altas velocidades de corrosão, os resultados apresentados na Figura 10 pelas armaduras corroídas foram bastante diversificados. A velocidade de corrosão média obtida foi de 0,0246 mm/ano, porém com um desvio padrão de 0,0089 mm/ano, o que representa um coeficiente de variação de 36%. Isso é um reflexo das características de heterogeneidade do próprio solo, conforme também discutido por Norhazilan *et al.* [20].

**4.2.2 Análise da presença de pites nos corpos de prova PB1-PB20**

A Figura 11(a) apresenta a imagem de um pite com profundidade de 4 mm obtido por meio da análise visual em um corpo de prova, ao passo que a Figura 11(b) apresenta uma micrografia obtida de um dos corpos de prova provenientes das armaduras de espera, onde é possível observar a presença de pites, por meio de pontos escuros indicados na imagem. Os pites foram verificados em todos os corpos de prova das armaduras de espera. Não foram identificados pites nos corpos de prova da região inferior do bloco de fundação (BL1-BL5, referência).

As armaduras de espera foram coletadas próximo às edificações



**Figura 12**  
 Relação entre a perda de massa com a resistência ao escoamento, o limite de resistência e o alongamento final dos corpos de prova PB1-PB20

já existentes do ITA desde a década de 50. Desta forma, foi verificado no local que a ausência de sistemas de drenagem de águas superficiais, aliada ao uso de produtos de limpeza a base de cloro para manutenção e limpeza destas edificações existentes, denotou uma fonte externa de cloretos no solo que contribuiu para o surgimento de pites nas armaduras de espera. Esta afirmativa é suportada pelas análises realizadas para verificar a presença de cloretos a partir de amostras em pó retiradas da região superior do bloco de fundação, conforme apresentado na Figura 2.

#### 4.2.3 Propriedades mecânicas, perdas de massa e menores diâmetros dos corpos de prova PB1-PB20

As Figuras 12 e 13 apresentam a relação entre as propriedades mecânicas com a perda de massa e com os menores diâmetros dos corpos de prova PB1-PB20, respectivamente.

De acordo com as Figuras 12 e 13, 25% dos corpos de prova (PB1, PB4, PB13, PB14 e PB15) apresentaram resistência ao escoamento superior ao valor médio dos corpos de prova de referência BL1-BL5 (em tracejado). O mesmo percentual foi observado quanto ao limite de resistência, contudo, não necessariamente as mesmas barras (PB4, PB5, PB14, PB15 e PB17). Deve-se salientar ainda que todos os corpos de prova PB1-PB20 romperam logo após atingir seu limite de resistência, não apresentando sinais de estrição. Este comportamento apresenta-se em consonância com estudos disponíveis na literatura [6, 10]. Neste aspecto, a presença de pites eleva a concentração de tensão nas seções das armaduras. Desta forma, a tensão gerada em uma dada seção corroída por pites aumenta expressivamente à medida que há um incremento de carregamento durante o ensaio, atingindo de forma rápida seu limite de resistência, não sendo observados sinais de estrição. Além disso, sob uma perspectiva química, a elevada concentração de enxofre constatada nas barras contribuiu para o decréscimo na ductilidade,

uma vez que o sulfeto de ferro leva a uma fragilidade do aço.

Uma tendência de decréscimo da resistência ao escoamento e limite de resistência é observada na Figura 12 a partir de uma perda de massa da ordem de 12%, em concordância com o estudo de Almusallan [12]. Para valores mais baixos ao citado, uma tendência progressiva de redução da resistência não é observada, onde mesmo corpos de prova com perda de massa da ordem de 5% apresentaram valores de resistências inferiores a corpos de prova com o dobro de perda de massa. Isso é claramente observado ao comparar as barras PB4 e PB14, por exemplo. A justificativa para tal ocorrência está relacionada aos efeitos da corrosão por pites à seção transversal das armaduras. Isso significa que, para o caso de corrosão por pites, expressar o grau de corrosão por meio da variação gravimétrica das barras pode não ser suficiente para representar as variações nas resistências, pelo menos até um valor de grau de corrosão de 12%. Na Figura 13 é possível notar um comportamento irregular entre o menor diâmetro com a resistência ao escoamento e o limite de resistência. Contudo, é possível observar uma tendência de decréscimo da resistência com a diminuição do diâmetro para valores inferiores a 12 mm, representando uma perda de seção transversal superior à 20% em relação à seção transversal original. Isso significa que para perdas de seção transversal superiores a 20%, há uma tendência de redução progressiva das resistências (escoamento e última) das armaduras.

Neste sentido, o dano produzido por pites às seções transversais das armaduras promove variações na posição do eixo das barras ao longo de seu comprimento, gerando excentricidades entre a posição de eixo de seções sucessivas das barras, produzindo gradientes de esforços entre estas seções quando são submetidas à tração, conforme também encontrado em Zhu and François [19]. Desta forma, os efeitos da corrosão por pites podem se manifestar não apenas pela perda de seção transversal das armaduras, mas também na mudança geométrica do eixo de suas

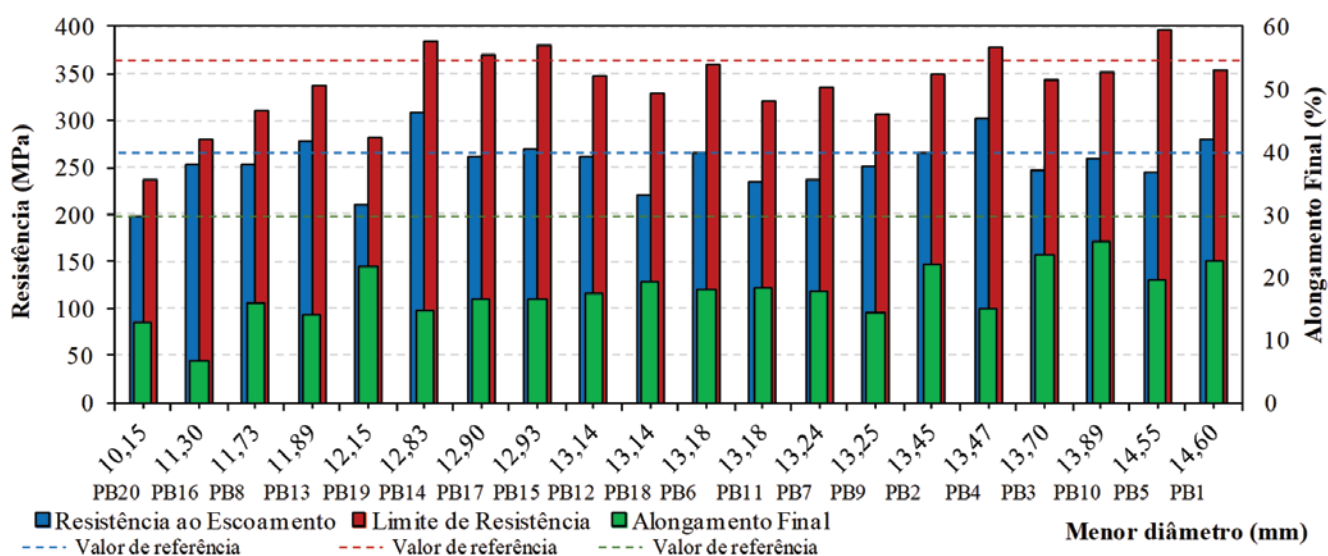


Figura 13

Relação entre o menor diâmetro com a resistência ao escoamento, o limite de resistência e o alongamento final dos corpos de prova PB1-PB20

seções transversais ao longo de seu comprimento, contribuindo para um comportamento irregular e dificultando o enquadramento de uma tendência de decréscimo destas propriedades mecânicas para valores de perda de seção inferiores a 20%.

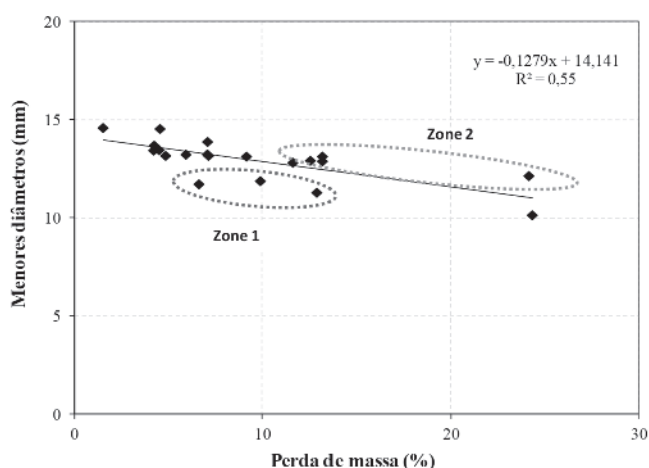
As Figuras 12 e 13 também revelam que o alongamento final tem um comportamento irregular em ambos os casos (perda de massa e menores diâmetros), dificultando expressar uma tendência de comportamento. Entretanto, pode-se afirmar que os efeitos da corrosão são mais evidentes na redução do alongamento final das barras quando comparados com os valores de referência (linhas tracejadas), concordando com estudos da literatura [8,10]. Neste sentido, todos os corpos de prova, mesmo apresentando pequena perda de massa, demonstraram valores inferiores ao alongamento médio das barras de referência (BL1-BL5). Isto demonstra que os efeitos da corrosão se mostrou mais pronunciável sobre a ductilidade das armaduras.

A Figura 14 apresenta a relação entre a perda de massa e os menores diâmetros dos corpos de prova PB1-PB20. A Figura 14 mostra uma tendência de decréscimo dos diâmetros à medida que a perda de massa aumenta. Além disso, também é possível observar a presença de duas zonas distintas. É interessante perceber que a zona 2 indica a ocorrência de corpos de prova com maior diâmetro e maior perda de massa. Tal fato está associado à corrosão por pites, conforme verificado na Figura 11. Sob esta vertente, os pites têm como característica poder gerar reduções na seção transversal à medida que vão aprofundando-se, porém sem apreciável perda de massa.

## 5. Conclusões

Neste artigo, uma análise a respeito da influência do grau de corrosão pela perda de massa e pelos menores diâmetros sobre as propriedades mecânicas de armaduras naturalmente corroídas no solo foi realizada. Dessa forma, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- A presença de cloretos no meio onde as armaduras permaneceram enterradas por 60 anos foi constatada, sendo sua



**Figura 14**  
Relação entre os menores diâmetros e a perda de massa dos corpos de prova PB1-PB20

origem dada a partir de uma fonte externa. Tal fato justifica o aparecimento de pites com profundidade de até 4 mm nas armaduras de espera, impactando de forma notória nas propriedades mecânicas das armaduras. Além disso, a caracterização da agressividade do solo unicamente através da medida de sua resistividade se mostrou ineficaz.

- Os efeitos da corrosão por pites mostraram que as análises realizadas a partir do grau de corrosão e dos menores diâmetros não apresentaram uma tendência de decréscimo progressivo das propriedades mecânicas das armaduras, demonstrando que estes parâmetros não são os mais adequados para analisar as propriedades mecânicas de armaduras corroídas submetidas à tração, uma vez que as excentricidades de seção geradas por pites não são expressas pelos parâmetros supracitados. Assim, concomitantemente a este fato, os gradientes de tensão que surgem entre estas seções sucessivas, que contribuem para o decréscimo das propriedades mecânicas das armaduras corroídas, não são expressos pelo grau de corrosão e pelos menores diâmetros, justificando a irregularidade de comportamento observada.
- Os efeitos da corrosão são mais pronunciáveis no que tange a redução da ductilidade das barras, tendo em vista que nenhum corpo de prova corroído alcançou o valor de alongamento final de referência; além disso, não foram observadas estricções das barras com grau de corrosão superior a 12%. Isto demonstra que elementos estruturais com armaduras cujo grau de corrosão seja superior a 12% podem apresentar colapsos repentinos.
- Duas zonas distintas foram identificadas, representando que mesmo corpos de prova com maior perda de massa, não necessariamente apresentaram menores diâmetros. Esse comportamento é característico da corrosão por pites, pois reduções na seção transversal podem ser identificadas à medida que os pites se aprofundam, porém, sem necessariamente apreciável perda de massa.

## 6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES.

## 7. Referências bibliográficas

- [1] PAPE, T. M.; MELCHERS, R. E. Performance of 45-year-old corroded prestressed concrete beams. *Structures and Buildings*, v.166, n.SB10, 2012, p. 547-559.
- [2] REHMAN, S.; AL-HADHRAMI, L. M. Web-based national corrosion cost inventory system for Saudi Arabia. *Anti-Corrosion Methods and Materials*, v.61, n.2, 2013, p. 77-92.
- [3] SURNAM, B. Y. R. Prevention and cost of atmospheric corrosion in Mauritius. *Anti-Corrosion Methods and Materials*, v.60, n.2, 2013, p. 77-83.
- [4] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G.; BRITO, P. C.; MEDEIROS, M. H. F. Chloride penetration into concrete in an offshore platform-analysis of exposure conditions. *Ocean Engineering*, v.103, 2015, p.78-87.



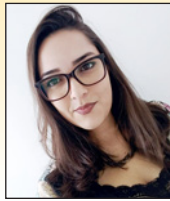
- [5] PALSSOM, R.; MIRZA, M. S. Mechanical Response of Corroded Steel Reinforcement of Abandoned Concrete Bridge. *ACI Structural Journal*, v.99, n.2, 2002, p. 157-162.
- [6] APOSTOLOPOULOS, C. A.; PAPADAKIS, V. G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v.22, 2007, p. 2316-2324.
- [7] AZAD, A. K.; AHMAD, S.; AZHER, S. A. Residual Strength of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams- *ACI Materials Journal*, v. 104, n.1, 2007, p. 40-47.
- [8] FRANÇOIS, R.; KHAN, I.; DANG, V. H. Impact of corrosion on mechanical properties of steel embedded in 27-year-old corroded reinforced concrete beams. *Material and Structures*, v.46, 2013, p. 889-910.
- [9] MEDEIROS-JUNIOR, R. A.; LIMA, M. G.; MEDEIROS, M. H. F.; REAL, L. V. Investigação da resistência   compressão e da resistividade elétrica de concretos com diferentes tipos de cimento, *Revista ALCONPAT*, v.4, 2014, p.116-132.
- [10] APOSTOLOPOULOS, C. A.; DEMIS, S.; PAPADAKIS, V. G. Chloride-induced corrosion of steel reinforcement – Mechanical performance and pit depth analysis. *Construction and Building Materials*, v. 38, 2013, p. 139-146.
- [11] BALESTRA, C. E. T.; LIMA, M. G.; SILVA, A. R.; MEDEIROS-JUNIOR, R. A. Corrosion degree effect on nominal and effective strengths of naturally corroded reinforcement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, 2016, p. 04016103.
- [12] ALMUSALLAN, A. A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing. *Construction and Building Materials*, v.15, 2001, p. 361-368.
- [13] APOSTOLOPOULOS, C. A.; PAPADOPOULOS, M. P.; PANTELAKIS, Sp. G. Tensile Behavior of Corroded Reinforcing Steel Bars BSt 500s. *Construction and Building Materials*, v.20, 2005, p. 782-789.
- [14] APOSTOLOPOULOS, C. A.; MICHALOPOULOS, D.; KOUTSOUKOS, P. The corrosion effects on the structural integrity of reinforcing steel. *Journal of Materials and Engineering and Performance*, v.17, n. 4, 2008, p. 506-516.
- [15] ZHANG, W. P.; DAI, H. C.; GU, X. L.; WU, S. N. Effect of Corrosion Pits on Mechanical Properties of Corroded Steel Bars. *Earth and Space 2010: Engineering, Science, construction and Operations in Challenging Environments*, 2010, p. 3504-3511.
- [16] ZHANG, W.; SONG, X.; GU, X.; LI, S. Tensile and fatigue behavior of corroded rebars. *Construction and Building Materials*, v.34, 2012, p. 409-417.
- [17] PAPADOPOULOS, M. P.; APOSTOLOPOULOS, C. A.; ZERVAKI, A. D.; HAIDEMENOPOULOS, G.N. Corrosion of exposed rebars associated mechanical degradation and correlation with accelerated corrosion test. *Construction and Building Materials*, v. 23, n.8, 2011, p. 3367-3374.
- [18] APOSTOLOPOULOS, C. A. The influence of corrosion and cross-section diameter on the mechanical properties of B500c steel. *Journal of Materials Engineering and Performance*, v.18, n.2, 2009, p. 190-195.
- [19] ZHU, W.; FRANÇOIS, R. Experimental investigation of the relationship between residual cross-section shapes and the ductility of corroded bars. *Construction and Building Materials*, v.69, 2014, p. 335-345.
- [20] NORHAZILAN, N. M.; NORDIN, Y.; LIM, K. S.; SITI, R. O.; SAFUAN, A. R. A.; NORHAMIMI, M. H. Relationship between soil properties and corrosion of carbon steel. *Journal of Applied Science Research*, v.8, n.3, 2012, p. 1739-1747.
- [21] REVIE, R. W.; UHLIG, H. H. *Corrosion and Corrosion Control – An Introduction to Corrosion Science and Engineering*. New Jersey, John Wiley & Sons, Inc., Fourth Edition, 2008.
- [22] LOUREIRO, A.; BRASIL, S.; YOKOYAMA, L. Estudo da Corrosividade de Solo Contaminado por Substâncias Químicas Através de Ensaio de Perda de Massa e  ndice de Steinrath. *Corrosão e Protec o de Materiais*, v.26, n.4, 2007, p. 113-121 (in Portuguese).
- [23] ISMAIL A. I. M.; EL-SHAMY, A. M. Engineering behaviour of soil materials on the corrosion of mild steel. *Applied clay science*, v. 42, 2009, p. 356-362.
- [24] SILVA, J. M; BRASIL, S. L. Critérios de avalia o da corrosividade de solos baseado na sobretensão de hidr g nio. *Corrosão e Protec o de Materiais*, v.29, n.1, 2010, p. 19-25 (in Portuguese).
- [25] PRITCHARD, O.; HALLETT, S. H.; FAREWELL, T. S. *Soil Corrosivity in the UK – Impacts on Critical Infrastructure*. ITRC – Infrastructure Transition Research Consortium, Cranfield University, 2013.
- [26] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G57-06: Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four Electrode Method. Pennsylvania, 2012.
- [27] NACE INTERNATIONAL – Soil Corrosion. Available in: <http://www.nace.org/StarterApps/Wiki/Wiki.aspx?wiki=141>; Accessed in jan. 29, 2017.
- [28] REUNION INTERNATIONALE DES LABORATORIES ET EXPERTS DES MATERIAUX, SYSTEMES DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES. RILEM TC 178-TCM: Testing and Modelling Chloride Penetration in Concrete. Madrid, 2002.
- [29] EUROPEAN STANDARDS. EN 14630: Products and systems for the protection and repair of concrete structures – test methods – determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. Committee B/517/8, Brussels, 2006.
- [30] ASSOCIA O BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: Materiais Metálicos – Ensaio de Traço   Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 2002.
- [31] ASSOCIA O BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especifica o. Rio de Janeiro, 2007.
- [32] MILLS, A. P; HAYWARD, H. W; RADER, L. F. *Materials of Construction – Their Manufacture and Properties*. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1939.
- [33] CLARK, D. A. R. *Engineering Materials - Materials and Structures*. Middlesbrough, Blackie & Son Limited, 1949.
- [34] SOUZA, S. A. *Composi o Química dos A os*, 1  Edi o, São Paulo, Edgard Bluncher, 1989.
- [35] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM G1: Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test. Pennsylvania, 2003.
- [36] ULLER, L. & TROC NIS, O. *Manual de Inspeccion Evalu-*

ation Y Diagnostico de Corrosion em Estruturas de Hormigon Armado. Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo - Rio de Janeiro: CYTED, 1997.

- [37] CEMCO. Durabilidad del Hormigón y Evaluation de Estructuras Corroídas. Instituto de Ciências de la Construcción Eduardo Torroja, CSIC, 2001.
- [38] BERTOLINI, L. Materiais de construção: Patologia, reabilitação e prevenção. Oficina de Textos. Rio de Janeiro, 2010

# Influence of the placement rate on the fresh concrete lateral pressure in the design of formworks

## *Influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco no dimensionamento de fôrmas*



M. O. SOUSA <sup>a</sup>  
sousa.marinaeng@gmail.com

N. S. SANTOS <sup>b</sup>  
naianeengcivil@gmail.com

R. L. PEREIRA <sup>c</sup>  
robsonlopesvetor@gmail.com

P. C. R. MARTINS <sup>d</sup>  
profpaulochaves@gmail.com

L. J. PEDROSO <sup>e</sup>  
lineujp@gmail.com

### Abstract

The fresh concrete lateral pressure generates a load that has great influence in the design of the formworks of columns, walls and lateral faces of the beams. Its prediction must be performed in such a way in order to approach precisely well over the rate values supported by the formworks, avoiding, therefore, the oversizing or undersizing of these temporary structures which represent up to 12% of the total cost of the construction. The calculation of the lateral pressure that fresh concrete exerts on the formworks involves several variables; one of them is the placement rate. The main objective of this work was to study the influence of the placement rate, in situ, on the lateral pressure of fresh concrete calculated from theoretical models presented by norms and international references. For this purpose, measurements of the placement rate were conducted on columns of five building work places at Goiânia city, Goiás, Brazil and it was calculated the maximum pressure supported by their respective formworks from the dimensions and spans between the supports of the components that constituted them. The obtained results indicate that the placement rate in the field observations reach 249 m/h, exceeding the values limited by the theoretical methods of calculation, and that the lateral pressure estimation produced from the placement rate measured in situ exceed the maximum values supported by the formworks up to 604 times. Thus, it was concluded that it is necessary to adjust equations to estimate the lateral pressure of fresh concrete at high rate of concrete placement, according to the current practices in the construction market.

**Keywords:** lateral pressure, formworks, columns, placement rate.


### Resumo

A pressão lateral do concreto fresco gera uma carga que possui grande influência no dimensionamento das fôrmas de pilares, paredes e faces laterais das vigas. Sua previsão deve ser realizada de modo que se aproxime bem dos valores suportados pelas fôrmas, evitando-se, assim, o superdimensionamento ou subdimensionamento dessas estruturas provisórias que representam até 12% do custo total da obra. O cálculo da pressão lateral que o concreto fresco exerce sobre as fôrmas envolve diversas variáveis, sendo uma delas a velocidade de concretagem. O principal objetivo deste trabalho foi estudar a influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco calculada a partir de modelos teóricos apresentados por normas e referências internacionais. Para isso, foram realizadas medições da velocidade de concretagem em pilares de cinco obras de Goiânia e calculadas as pressões máximas suportadas por suas respectivas fôrmas, a partir das dimensões e dos vãos entre os apoios dos elementos que as constituíam. Os resultados obtidos apontam que as velocidades de concretagem em campo chegam a 248,57 m/h, superando os valores limitados pelos métodos teóricos de cálculo, e que as estimativas da pressão realizadas a partir das velocidades medidas in loco ultrapassam os valores máximos suportados pelas fôrmas em até 603,75 vezes. Assim, concluiu-se que é necessária a formulação de equações para estimar a pressão lateral do concreto fresco a altas velocidades de concretagem, conforme as atuais práticas no mercado da construção civil.

**Palavras-chave:** pressão lateral, fôrmas para concreto, pilar, velocidade de concretagem.

<sup>a, b, c</sup> Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Escola de Engenharia, Goiânia, GO, Brasil;  
<sup>c, d, e</sup> Universidade de Brasília, PECC-UnB, Brasília, DF, Brasil.

Received: 21 Jun 2017 • Accepted: 26 Sep 2017 • Available Online: 7 Jun 2018

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

## 1. Introduction

The reinforced concrete is one of the most consumed materials in civil construction, and currently it is one of the most substantial material in this area of engineering. For its application it is necessary to use formworks and shoring, which, in accordance with Freitas [1], have the function of guaranteeing the geometry, the level and the alignment of the structural element to be executed.

Despite the importance of the formworks and shoring, there is, in accordance with Rezende [2], a misguided neglect with this interim structural system, occurring, in particular situations, the lack of specific design and even the absence of engineer in the execution of this design.

For Nazar [3], a detailed study, the design as well as the correct choice of the materials of the formworks and shoring are justified by their importance in the conception, of the building during their execution and the costs of the building structure. For residential and commercial buildings with multiple pavements, the time for the execution of the formworks and the shoring can alternate between 50% and 60% of the total time for the execution of the work. Maranhão [4] alleges that the cost of the formworks contributes about 40% to 60% of the total cost of the reinforced concrete structure, which is, in approximate numbers, an item that answers between 8% and 12% of the cost of a building work.

In accordance with Barnes and Johnston [5] and Maranhão [4], the prediction of the fresh concrete lateral pressure must be made for the design of vertical formworks (columns, walls and beams with vertically straighten faces), to ensure safety and minimize costs. Maranhão [4] asserts that there are plenty of variables that influence on the magnitude of the fresh concrete lateral pressure. Therefore, studies and tests conducted to determine a suitable equation to solve the problem differ greatly over the results.

The placement rate is one of the variables that exert greatest effect on fresh concrete lateral pressure. Zahng *et al.* [6], in their empirical research with conventional concretes (compacted by vibration), ob-

tained results that confirmed what is proposed by several calculation methods: placement rate directly affects the lateral pressure and the higher the values of this variable, the greater is the pressure exerted by the concrete. Santilli *et al.* [7] observed in their study that placement rate and temperature are significant for estimating the fresh concrete lateral pressure, since these variables appear implicitly or explicitly in all the equations of the eight theories they studied.

For Leemann *et al.* [8], increasingly higher placement rate values are used to reduce construction periods and are commonly expected to exceed 10 m/h. Notwithstanding, the current standards for the pressure prediction of conventional concrete were designed mainly for lower placement rate values, becoming necessary to determine an appropriate equation to estimate the maximum lateral pressure of the fresh concrete placed at high rates.

Amongst the calculation methods of fresh concrete lateral pressure it can be verified the models proposed by the American Concrete Institute (ACI), Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) and the *Associação Brasileira de Normas Técnicas* (ABNT - Brazilian Association of Technical Norms - BATN), which will be methods studied in this report.

This research had as main ambition to study the placement rate as a factor that influences the fresh concrete lateral pressure on the formworks. It was verified if the placement rate values performed in constructions from Goiânia are representative of the values limited by the methods of calculation ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009 and if the pressure calculated by the methods ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009, from the placement rate values documented in situ approximate the maximum pressure values supported by the columns formworks.

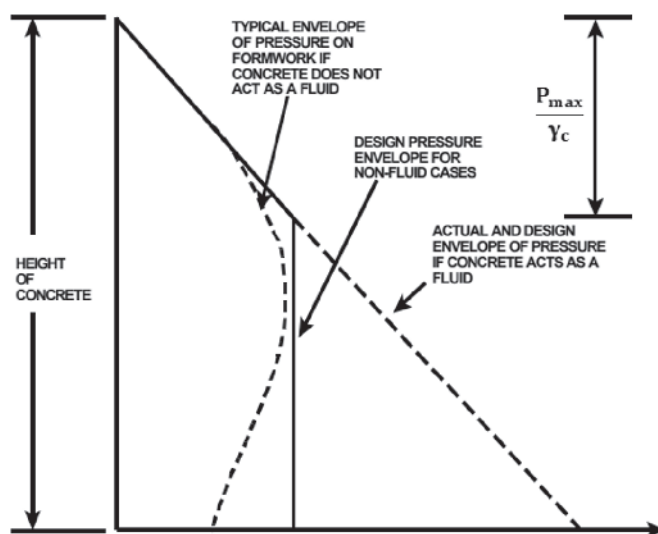
### 1.1 Justification

The calculation of the fresh concrete lateral pressure is of great seriousness for the formworks and shoring design, insofar as, for vertical formworks, mainly columns and walls, the load which is resulted from this tension has considerable influence on their design, which interferes directly with the quantitative of material and, consequently, over the cost of the concrete structure. The literature presents the placement rate as one of the variables that more impacts over the result of the fresh concrete lateral pressure calculation, and it should be limited to a determined value, as specified by some methods, not often being agreeable with the reality of the contemporary constructions. Furthermore, until the ABNT NBR 15696:2009, there was not, in Brazil, another normative guideline for the formworks and shoring design, being, therefore, not widely analyzed by the national engineering sciences.

## 2. Fresh concrete lateral pressure

The NBR 15696 [9] defines the fresh concrete lateral pressure as the horizontal pressure that the concrete exerts on the face of the formwork which is in contact with it.

Barnes and Johnston [5] assure that the concrete lateral pressure exerted on the formworks is often lower than the hydrostatic pressure, which considers the concrete an unit weight close to 24 kN/m<sup>3</sup>, and a calculated pressure for the design of its formworks, as showed in Figure 1.



**Figure 1**  
Fresh concrete lateral pressure envelopes

*Source:* Adapted from Barnes and Johnston [5]

In accordance with Barnes and Johnston [5], there are several factors that affect the magnitude of the fresh concrete lateral pressure, including concrete induration, placing procedure and internal friction between granular components of the concrete with the internal faces of the formworks, which makes it arduous to establish an equation that represents the typical envelope of the fresh concrete pressure, *i.e.*, the actual lateral pressure distribution curve, represented in Figure 1. In order to streamline this problem, most of the formworks design methods characterize the pressure as hydrostatic up to a certain distance below the free surface of concrete and these methods admit that, from this point, it remains constant until the base of the formwork with maximum value predicted by the calculation standard, as presented in Figure 1.

The placement rate (m/h) is one of the variables used in the determination of the fresh concrete lateral pressure, being this factor, in accordance with NBR 15696 [9], “o incremento vertical do nível superior do concreto medido linearmente em relação ao tempo decorrido de concretagem” (“the vertical increment of the concrete upper level measured linearly in relation with the elapsed time of placing”). Cauberg *et al.* [10], to present the values obtained in their empirical study of fresh concrete lateral pressure, exemplify: a placement rate of 10 m/h implies a filling of a 4 meters column formwork in 24 minutes and a rate of 5 m/h requires, for the same column formwork, twice as long.

Maranhão [4] presented, in his report, the results of the studies carried out by the Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeiras (LaMEM – Wood and Wood Structures Laboratory), from the Structural Engineering Department from the School of Engineering of São Carlos – USP (University of São Paulo, Brazil), which indicate the placement rate and concrete consistency as the parameters that have most influenced the fresh concrete lateral pressure value.

Differently, Billberg *et al.* [11], based on the fresh concrete lateral pressure gauged through field research, concluded that in the case of the self-consolidating concrete, other causes may be more relevant than the placement rate, due to the low correlation between this parameter and the maximum relative lateral pressure (predicted rate between the measured pressure and hydrostatic pressure). The lack of correlation between the pressure and the placement rate displays that the self-consolidating concrete structural behavior at rest must be considered in the prediction of the lateral pressure on the formworks.

## 2.1 Theoretical models for fresh concrete lateral pressure calculation

### 2.1.1 ACI 347 R-04

The equations from ACI 347 R-04 [12] for the determination of maximum fresh concrete lateral pressure ( $P_{max}$ ) are credible for slump concrete with a 175 mm maximum, compacted with normal internal vibration to a depth of 1.2 meter or less.

For all types of columns and for walls with placement rate lower than 2.1 m/h and placing height (h) that would not exceed 4.2 m,  $P_{max}$  (kPa) it is disposed the equation (1).

$$P_{max} = C_w C_c \left[ 7.2 + \frac{785R}{T + 17.8} \right] \quad (1)$$

Where  $C_w$  is the unit weight coefficient,  $C_c$  is the concrete chemistry coefficient, R is the placement rate in m/h and T is the temperature of the concrete in °C.

For walls with  $R < 2.1$  m/h and  $h > 4.2$  m and all walls with  $2.1$  m/h  $< R < 4.5$  m/h,  $P_{max}$  (kPa) it is recommended the equation (2).

$$P_{max} = C_w C_c \left[ 7.2 + \frac{1156}{T + 17.8} + \frac{224R}{T + 17.8} \right] \quad (2)$$

For the equations (1) and (2),  $30 C_w \leq P_{max} \leq \rho gh$ .

### 2.1.2 CIRIA R 108

The CIRIA R 108 report provides guidance for fresh concrete lateral pressures calculation on the formworks. In accordance with Waarde [13], the maximum pressure ( $P_{max}$ ), in kPa, that the fresh concrete exerts on the formworks, determined from the CIRIA R 108 method, it is calculated from equations (3) e (4), being recommended to be taken, for the design, the smaller value obtained.

$$P_{max} = \gamma_c \left[ C_1 \sqrt{v} + C_2 K \sqrt{H - C_1 \sqrt{v}} \right] \quad (3)$$

$$P_{max} = \gamma_c \cdot h \quad (4)$$

where  $\gamma_c$  is the unit weight of the concrete (kN/m<sup>3</sup>),  $C_1$  is the coefficient that depends on the size and shape of the formworks (1 for walls e 1.5 for columns),  $C_2$  is the coefficient that depends on the constitutive materials of the concrete, v is the placement rate in m/h, K is the temperature coefficient, H is the height of the formworks in meters and h, the placing height in meters. The coefficient K is calculated by the equation (5).

$$K = \left( \frac{36}{T + 16} \right)^2 \quad (5)$$

Where T is equal the concrete temperature in °C.

It is emphasized that the CIRIA R 108 does not appoint a limited value for placement rate, when  $C_1 \sqrt{v} > H$ , the equation (4) must be maintained as pressure of the design, in accordance with the description Waarde [13].

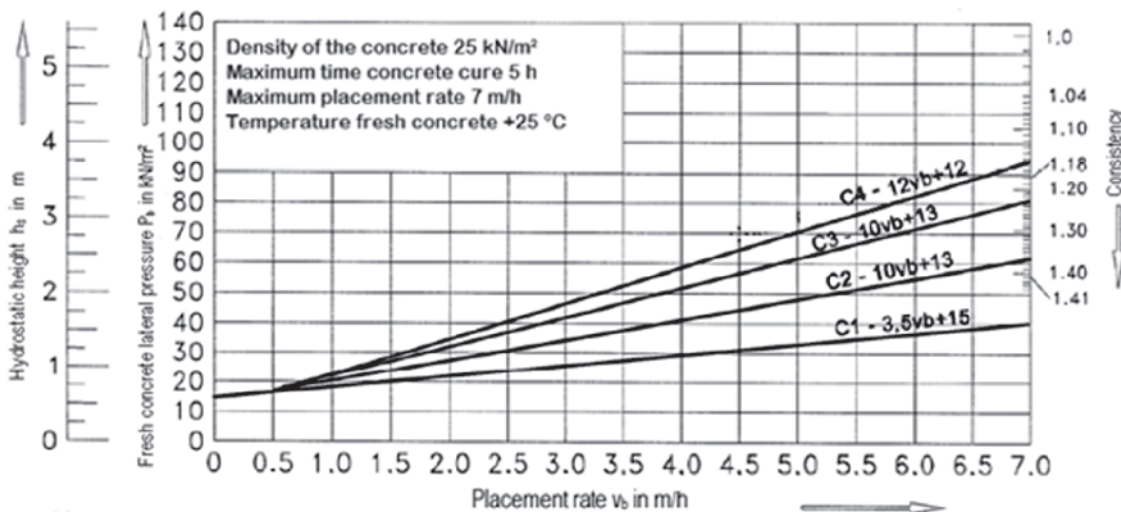
### 2.1.3 NBR 15696 (ABNT, 2009)

The maximum fresh concrete lateral pressure calculus proposed by NBR 15696 [9] is used for different classes of concrete consistency, the consistency classes are determined in accordance with Table 1.

**Table 1**  
Concrete consistency classes

Consistency class	Slump (mm)
C1	slump $\leq 20$
C2	$20 < \text{slump} \leq 80$
C3	$80 < \text{slump} \leq 140$
C4	slump $> 140$

Source: NBR 15696 [9]



**Figure 2** Diagram for fresh concrete lateral pressure and the corresponding hydrostatic height determination, from the placement rate and its consistency

Source: Adapted from NBR 15696 [9]

In accordance with NBR 15696 [9] the hydrostatic height, represented by  $P_{max}/\gamma_c$  in Figure 1, “is the difference between the upper surface of the fluid concrete and the height where the pressure of the fluid concrete reaches the maximum value”.

The maximum fresh concrete lateral pressure ( $P_b$ ), in  $kN/m^2$ , and the corresponding hydrostatic height ( $h_s$ ), in meters, are predicted in accordance with the placement rate ( $v_b$ ), in  $m/h$ , and with the concrete consistency class, through the diagram presented in Figure 2.

When retardant additives are used, the values of the concrete pressure and the hydrostatic height, extracted from the diagram, must be multiplied by the increasing factors, which rely on the consistency class of the concrete and the time delay of the initial setting time in hours.

In the circumstance of self-consolidate concrete, due to its high fluidity, the pressure of the concrete must be considered as being

hydrostatic, during the time of its induration or initial settings, depending on the method of placing.

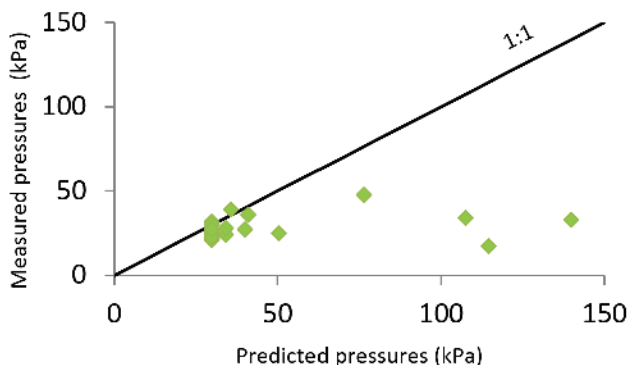
If the unit weight of the concrete ( $\gamma_c$ ) alter from  $25 kN/m^3$ , the concrete pressure value ought to be multiplied by the factor  $\alpha$ , which differs according to the value of  $\gamma_c$ . The hydrostatic height remains the same regardless the specific weight changes. Supposing that there are no thermal isolation measures, the influence of temperature should be contemplated. It is not granted to contemplate temperatures above  $25\text{ }^\circ\text{C}$ . On the situations where the concrete temperature, during the placing, is less than  $25\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $P_b$  and  $h_s$  it should be increased by 3% for every  $1\text{ }^\circ\text{C}$  below  $25\text{ }^\circ\text{C}$ . The influence of temperatures above  $25\text{ }^\circ\text{C}$  is not allowed. The influence of temperatures above  $25\text{ }^\circ\text{C}$  is not allowed.

### 2.2 Analysis of theoretical methods of calculating the fresh concrete lateral pressure

The analysis of the prediction methods ACI 347 R-04, CIRIA R 108 and ABNT NBR 15696:2009 were conducted by comparing the fresh concrete lateral pressure estimated by these standards to empirical values presented by the authors: Arslan [14], Arslan *et al.* [15], Maranhão [4], O’Janpa III [16] and Zhang *et al.* [6]. In addition to the fresh concrete lateral pressure data measured experimentally, all variables of calculation, also measured by the authors, were collected.

Graphics on the pressure data versus the experimental measurements for the three studied methods were, likewise, produced.

The empirical data arranged by Maranhão [4] and O’Janpa III [16] were not used on the graphics because the placement rate values verified by these authors exceeded the restrictions determined by the ACI 347 R-04 (4.5  $m/h$  for walls) and ABNT NBR 15696:2009 (7  $m/h$ ), resulting in a situation where the predicted pressure were higher than the measured ones, making it impossible to graphically analyze the methods.



**Figure 3** Lateral pressures predicted with the ACI 347 R-04 method versus measured lateral pressures for placement rate between 0.45 and 6.38  $m/h$

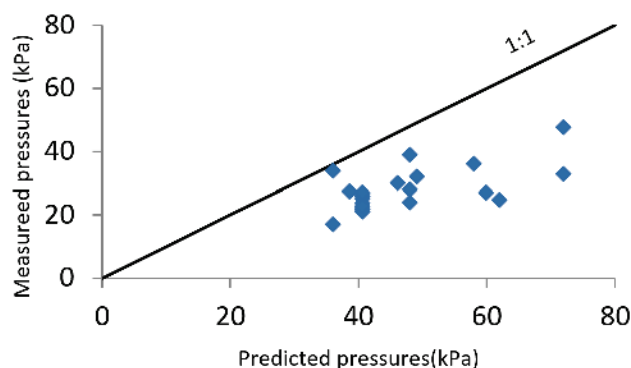
Source: created by the authors

The predicted pressure graphics *versus* the experimentally measured pressures are presented, for each method, on Figure 3, 4 and 5. All of them present an inclination line of 1:1, which represents the position where the measured pressure are equal to the predicted pressure. The pressure data empirically collected were obtained by the placement rate which differ from 0.45 to 6.38 m/h, where these results were conducted on the calculation process.

It is seen on the Figure 3 graphic that for the methods ACI 347 R-04 the dots, given by the ordered pairs of the predicted pressure and measured pressures, remained, mostly, sited on or below the line 1:1. This means that the presented standard conducted the predicted pressure values approximately equal to or higher than the actual concrete pressures exerted on the formworks. For two specific dots, exceptionally, the pressure were underestimated: in the first case the measured pressure was equal to 32.00 kPa as for the predicted, the result was 30.00 kPa; in the second case, the measured pressure was equal to 39.00 kPa and the predicted pressure was 35.80 kPa. On the dot located on the right side area of the graphic, the placement rate was 6.38 m/h, the measured pressure was 33.00 kPa and the predicted one was 139.69 kPa, where the difference is around 223.32%. As for the lower and distant dot on the line, the placement rate was equal to 5.17 m/h, the measured pressure was 17.10 kPa and the predicted one 114.57 kPa, concluding that the overestimated pressure values (dots under the line 1:1) have exceeded by 469.98% the measured values.

On the graphic from Figure 4, it is highlighted that all dots are sited below the line 1:1, thus the CIRIA R 108 method conducted to predicted pressure results, overall, superior to the measured pressure results. For the most distant dot sited below the line 1:1 the measured value was 24.80 kPa and the predicted one was 61.98 kPa, pointing to the conclusions that the overestimated pressure values exceeded up to 49.92% over the measured values, where the placement rate was equal to 1.97 m/h. About the two specific dots over the right side of the graphic, the calculated pressure was 72.00 kPa while the measured ones were 33.00 kPa and 47.70 kPa, where the placement rate was 6.38 e 2.36 m/h with a difference from 18.18% to 49.06%, respectively. It is notorious that for different placement rate values, the predicted pressure resulted in a single value. This situation has occurred because in the first case the pressure was calculated from equation (3), in which the placement rate is a variable criterion, and in the second case from the usage of the equation (4), which depends exclusively on the specific weight and the height of the concrete release.

It is verified on the graphic from Figure 5, that the ABNT NBR 15696:2009 method has engendered pressure results approximately equal (the dots precisely placed on the line 1:1) or superiors than (the dots sited below the line 1:1) the measured pressure. Nevertheless it also conducted to pressure values neither than the experimental data (the dots placed above the line 1:1). For the dot which is positioned further down the line, the measured value was 17.10 kPa and the predicted value was 82.18 kPa, leading to conclude that the overestimated pressure values exceeded around 280.61% the measured values, with a placement rate equal to 5.17 m/h. In cases where the pressure was underestimated, the upper dot above the line is about the measured pressure which is equivalent 27.50 kPa and the predicted pressure is equal to 18.79 kPa. On the rightmost dot of the graphic, the placement rate



**Figure 4**

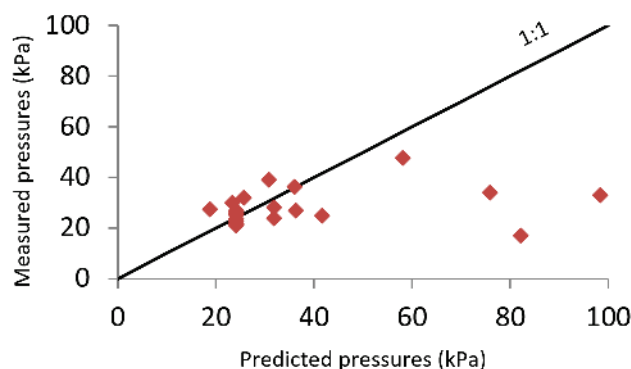
Lateral pressures predicted with the CIRIA R 108 method *versus* measured lateral pressures for placement rate between 0.45 and 6.38 m/h

*Source: created by the authors*

was 6.38 m/h, and the measured pressure was 33.00 kPa with a predicted pressure values around 98.30 kPa, occasioning in a 97.88% difference.

It can be evidenced that, for the three different methods of prediction of the fresh concrete lateral pressure, the highest placement rate generated the highest calculated pressure value, notwithstanding it did not generated the greatest difference between the measured and the predicted pressure, indicating that, in addition to this perspective, other calculation variables, such as slump, unit weight, chemical composition as well as the concrete temperature must be important in the prediction of the pressure.

Comparing the ACI 347 R-04 to the other methods used in this report, it is acknowledged that, even though some of the results far exceeded the factual values of the pressure exerted on the formworks, this method can be considered a relevant standard for the prediction of the concrete lateral pressure, since, it presented, overall, a satisfying resemblance over the experimental data, for the rate values from 0.45 to 2.36 m/h. Analyzing the dots located below the line in the graphic of Figure 4, it is noticed



**Figure 5**

Lateral pressures predicted with the ABNT NBR 15696:2009 method *versus* measured lateral pressures for placement rate between 0.45 and 6.38 m/h

*Source: created by the authors*

**Table 2**  
Measured and predicted concrete lateral pressures

Author	Cross section formwork	Dimensions (cm)	Placement rate (m/h)	Measured pressures (kPa)	Predicted pressures (kPa)		
					ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
Maranhão [4]	Column	20x100	32.00	26.38	565.06	57.60	419.58
O'Janpa III [16]	Wall	-	27.40	2.40	366.52	68.22	468.96
O'Janpa III [16]	Wall	e=24.13	13.00	2.74	174.73	75.04	244.27
O'Janpa III [16]	Wall	e=24.14	12.20	2.45	163.15	68.22	225.56
O'Janpa III [16]	Wall	e=22.86	36.60	1.91	393.80	68.22	551.07

**Source:** created by the authors  
 1) e is the wall thickness;  
 2) The placement rate values were measured by the authors;  
 3) The placing performed in Maranhão (2000) studies was executed manually, using manual concrete placing, and the remaining ones used concrete pumping.

that the CIRIA R 108 method, despite of overestimating the pressure for all cases, has conducted toward results more similar to the measured pressure values than the ACI 347 R-04 and the ABNT NBR 15696:2009 methods. Amongst all the three methods, the ABNT NBR 15696:2009 standard has developed the results with less accuracy.

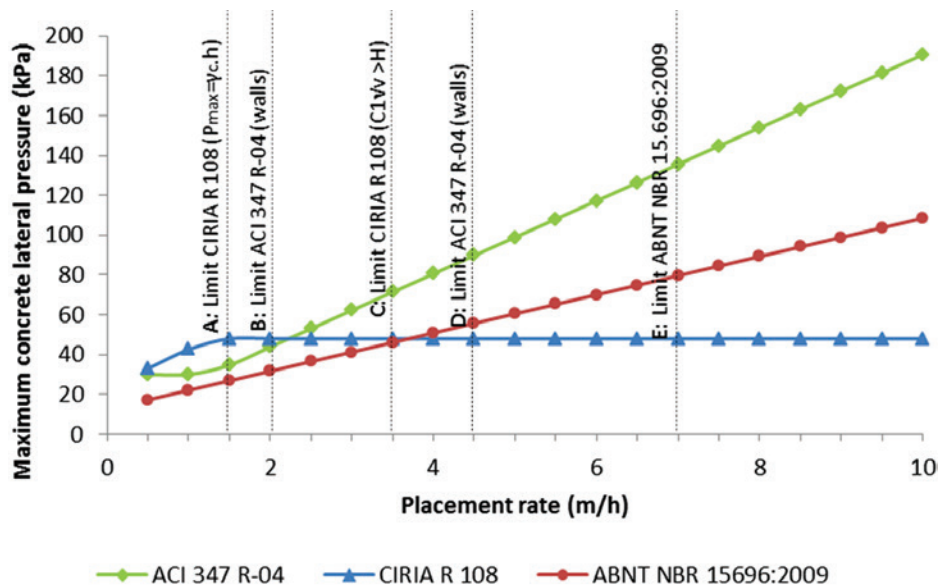
The experimental data obtained by Maranhão [4] and O'Janpa III [16], as well as the predicted pressure results gathered by the ACI 347 R-04, CIRIA R 108 and the ABNT NBR 15696:2009 methods for the formworks used in the research, are documented on Table 2. It is evidenced on Table 2 that the pressure predicted from the placement rate values that exceed the limits established by the ACI 347 R-04 (up to 4.5 m/h for walls) and the ABNT NBR 15696:2009 (up to 7.0 m/h) were extremely high.

In another perspective, the CIRIA R 108 method, despite of being

the most conservative method, has conducted, as showed in the Table 2 data, to the lowest pressure values amongst the calculation of all three standards. It is relevant to emphasize that on the Table 2, all the results obtained through this method were established by the relation  $P_{max} = \gamma_c \cdot h$ , because, as for the four situations,  $C1\sqrt{v}$  was superior than H. It is also observed, that even though it was not determined a maximum value for the placement rate, the CIRIA R 108 method limits this variation implicitly due to the formworks height (H) and due to the coefficient C1.

**2.2.1 Analysis of the placement rate influence in the fresh concrete lateral pressure predicted through the theoretical methods**

The Figure 6 represents the graphic of the predicted pressure



**Figure 6**  
Placement rate influence in the fresh concrete lateral pressure predicted from different methods of calculation

**Source:** created by the authors



versus the placement rate, which demonstrates the influence of this variable over the fresh concrete lateral pressure calculated from the ACI 347 R-04, CIRIA R 108 and the ABNT NBR 15696:2009 methods. The vertical lines drawn (A, B, C, and D) represent the placement rate limits for each one of these methods.

On the Figure 6, the effects of different placement rate values on the fresh concrete lateral pressure can be analyzed for a column with the presenting specified data: the height equal to 2.90 m, concrete slump of 120 mm, concrete temperature of 25 °C, unit weight equal to 24 kN/m<sup>3</sup>, ASTM Type I cement or CEM I (for the ascertainment of the concrete chemistry coefficient  $C_c$  e C2), which, in accordance with Mehta e Monteiro [17] and Waarde [13], respectively, corresponds approximately to the CP II cements, do not possess retardant additives for the setting period and the height of placing is around 2.00 m. The placement rate diverged from 0.5 a 10.0 m/h, for each 0.5 m/h.

From the Figure 6 graphic, it was observed that the relation between the placement rate and the fresh concrete lateral pressure for the ABNT NBR 15696:2009 method is linear and directly proportional. On contrary, the ACI 347 R-04 method, presented a linear relation between the placement rate and the fresh concrete lateral pressure from up 2.0 m/h. Despite the fact that this method does not limit the placement rate for columns, it is evidenced that 2.1 m/h (line B) is the maximum limit for walls with concrete releasing height superior than 4.2 m and the minimum rate for the additional cases. For the placement rate values over than 4.5 m/h (line D) and 7.0 m/h (line E), which are the maximum values for the placement rate established by the ACI 347 R-04 method, for walls, and the ABNT NBR 15696:2009 method, does not possesses a single variation on the envelope comportment.

For the CIRIA R 108 method, it was verified, from the Figure 6, that the placement rate was directly proportional to the concrete lateral pressure over 1.5 m/h (line A), maintaining its constancy from up to 2.0 m/h. This situation occurred because from up to 2.0 m/h the pressure was obtained by  $\gamma_c \cdot h$ , which was the lowest value between this equation and the value obtained from the equation (3). Therefore, the placement rate was limited to 1.5 m/h in function of the height of placing (h). Notwithstanding, the limit of the placement rate established by the equation (3) was equal to 3.5 m/h (line C), obtained due to the coefficient C1 equal to 1.5 (the cross-transverse form section of the column) and the column height (H) equal to 2.90 m. Therefore, in this method, the placement rate does not influence in the results of the pressure exerted by the concrete from its limited value, which corresponds to the placement rate in which  $\gamma_c \cdot h$  becomes equal to the maximum pressure value or the point where  $C1\sqrt{v} > H$ .

Comparing the three theoretical prediction methods from information presented on the Figure 6 graphic, it is perceived that for the CIRIA R 108 method the concrete placement rate presented a greater impact on the pressure values up to 2.0 m/h, where from this exactly point the placement rate had developed intensively a greater influence on the values of pressure calculated by the ACI 347 R-04 method. From up to 4.0 m/h, the placement rate exerted greater influence on the pressure values predicted by the ABNT NBR 15696:2009 method, rather than the results obtained by the CIRIA R 108 standard.

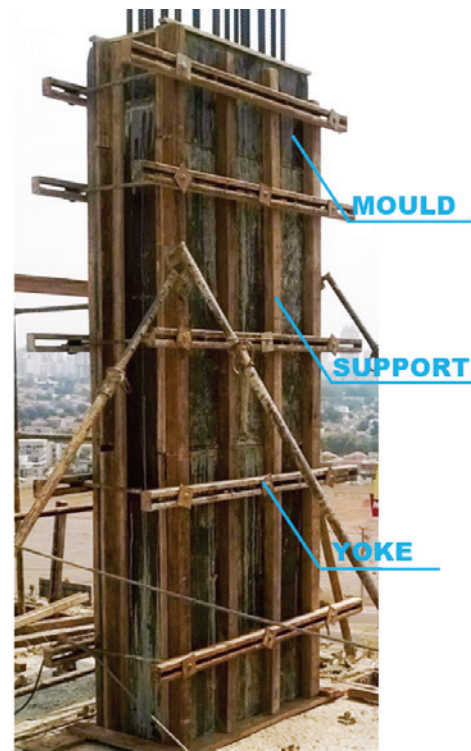
### 2.3 The design of columns formworks

The designing of columns formworks, recommended by the SH Manual for Concrete Formworks, SH [18], is performed by analyzing each one of all component elements from the columns formworks: the mould (made of wood or plywood), the support (wooden or metal profile) and the yoke (made of wood or metal profile with shoring bolts fixed with nuts).

The Figure 7 presents a column formwork with its respective elements: plywood plasticized with an 18 mm thick, 6x6 support wooden profile and yoke with metal profiles C-75.

In accordance with the SH [18], the design of columns formworks must be accomplished considering that the support panel pieces and the locks are elements simply supported, where the spans must be limited by the prediction of its deflection ( $L/300$  mm) and also from the allowable bending moments of each piece.

From another perspective, the NBR 15696 [9] method establishes that the prediction of the formworks design and the shoring must be executed from the limit state design method. The method of allowable strength design can be performed, however, on ephemeral character, where the security factor utilized must assure the satisfaction of the same limit state design conditions. Albeit the formworks and the shoring are temporary structures, the combined actions to be considered in its execution ought to be the ones related to the normal building works, with all loads presumed as variables.



**Figure 7**  
Constitutive elements of a column formwork

Source: created by the authors

**Table 3**  
Characteristics of the buildings and the columns studied

Building	Type of building	Concrete placement method	Column cross section (cm)	Cross section shape	Formwork design
A	Institutional	Isolated column	30 x 50	Column	No
B	Residential	Monolithic method	20 x 130	Column	No
C	Commercial	Isolated column	35 x 80	Column	No
D	Residential	Monolithic method	35 x 15	Column	Yes
E	Residential	Isolated column	19 x 695 <sup>(1)</sup>	Wall	Yes

**Source:** created by the authors  
 1) Column in section "U" with dimensions of 256 x 19+183 x 19+256 x 19 cm;  
 2) All supervised concrete placement were performed using concrete pumping;  
 3) In all buildings the concrete was made using the CP II cement.

### 3. Materials and experimental program

The research consisted in measuring the placement rate of columns in situ in order to determine the maximum pressure supported by the respective formworks.

#### 3.1 Measurements of the placement rate on the field

It was collected measurements of placement rate in five building work places on Goiânia City, Goiás, Brazil, where for each one of the respective building work places, it was measured the placement rate from a column, which characteristics are described on the Table 3.

In two of the building work places it was performed the monolithic placing of slab, beam and column, method in which consists in the placing of the slab, beams and columns simultaneously. On the other building work places it was adopted the isolated column system, which consists in the execution of the columns separately, and sequentially, the slab and beams. Only two of the building work places had a design of formworks and shoring. To measure the placement rate values it was adopted three methods: one from the Associação Brasileira de Fôrmas, Escoramentos e Acesso (ABRASFE – Brazilian Association for Formworks, Shoring and Access) [19] and the measurements through the direct methodology, as well as the one through layers.

In addition to the measurements of the placement rate, it was performed the prediction of the maximum pressured supported by the columns formworks studied, from the estimated particularities and from the configurations of elements constitutive of the structuration panes, in accordance with the SH [18] and NBR 15696 [9] methods. For the measurements of the placement rate through the ABRASFE method, it was determined, initially, the volumetric flow rate of the pump. In order to execute this, it was measured with the assistance of a timer, the necessary time for the entire deflation of the concrete truck, discounting, accordingly, the pauses performed during the pumping. From the volumetric flow rate of the pump and from the column volume, it was established the time of the column filling. With the time of filling associated with the height of the column it was calculated the placement rate.

On the measurement of the layers, it was performed the methodology established by Billberg *et al.* [11], where it was used a measuring tape and a timer. Thus, it was verified, for each concrete layer placing inside the columns formworks, the depth of the surface with no concrete and the elapsed time until the concrete reached that specific level. The number of layers varied according to the amount of concrete that was necessary to the total filling of the column, differing, thus, for each building work places. For each one of the layers it was obtained a placement rate value. As final result, it was endorsed the highest of all values.

To measure the placement rate directly, it was obtained the

**Table 4**  
Measurement results of the placement rate values collected *in situ*

Column					Placement rate (m/h)		
Cross section (cm)	Height (m)	Filling time (in minutes)	Cross section area (cm <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	ABRASFE	Layers	Direct
30 x 50	3.48	0.84	1,500	0.52	243.97	235.33	248.57
20 x 130	2.89	2.67	2,600	0.75	121.96	125.10	64.94
35 x 80	2.90	2.16	2,800	0.81	98.21	92.18	80.56
35 x 175	2.90	2.08	6,125	1.78	87.72	103.15	83.65
19 x 695	3.90	14.45	13,699	5.34	24.25	21.05	16.19

**Source:** created by the authors

required time by the total filling of the column, through the usage of a timer.

### 3.2 Maximum pressure supported by formworks

The maximum pressure supported by the column formworks studied in this research was calculated using the SH [18] and the NBR 15696 [9] methods from the arrangement of the formworks in situ. In order to achieve this, it was collected, at the building work places, the presenting data: the thickness of the plywood; the spans amongst supports of wood battens or of metal profiles; the dimensions of supports of wood battens or metal profiles; the spans amongst the yokes; as well as the dimensions of these yokes.

The data related to the mechanical properties of the plywood, the wooden battens and the yokes were obtained from the SH [18] tables.

It was embraced, for both methods that the pressure tolerated by the formworks is equal to the lowest values obtained for each column, *i.e.*, the pressure supported by the less resistant element.

It was also predicted, for each column, the concrete lateral pressure, in accordance with the ACI347 R-04, CIRIA R 108 and the ABNT NBR 15696:2009 methods, where the placement rates were measured in situ.

## 4. Results and discussions

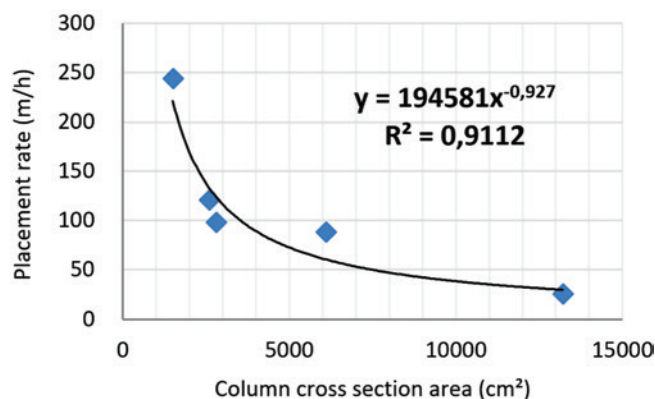
### 4.1 Measurements of the placement rate

The measurement results of the concrete placement rate are presented on the Table 4.

It is evidenced on the Table 4 that through the three methods of measurement it was obtained placement rate values superior than the values established as limits for the studied methods. The lowest value obtained was 16.10 m/h, which has exceeded in 137.57% the maximum value determined by ABNT NBR 15696:2009 (7 m/h) and it also has exceeded in 157.78% the placement rate value limit established for walls in accordance with the orientations of ACI 347 R-04 (4.5 m/h). The highest placement rate value measured (249.66 m/h) is 35.67 and 55.48 times higher than the established limits orientated by ABNT NBR 15696:2009 as well as for ACI 347 R-04, respectively.

The placement rates obtained by the layers method for column 35 x 175 cm (103.15 m/h) and for the direct method for column 20 x 130 cm (64.94 m/h) and for walls 19 x 695 cm (16.19 m/h), were not alike the others correspondent values. As it can be seen on the Table 4, there was a discontinuity in the placement rate values obtained by these two methods, as these had not flowed sequentially as expected to be inversely proportional to the cross section area and to the column volume. These mistakes may be justified by the fact that the placement rate was measured regardless any variation in the building methodologies applied at the building work places, which may cause the lack of accuracy in the procedures. The Figure 8 and 9 present, respectively, the correlation of the cross section area and the column volume with the placement rate measured in situ.

The placement rate utilized in the graphics were obtained through the ABRASFE [19] method, due to the fact that they have present-



**Figure 8**

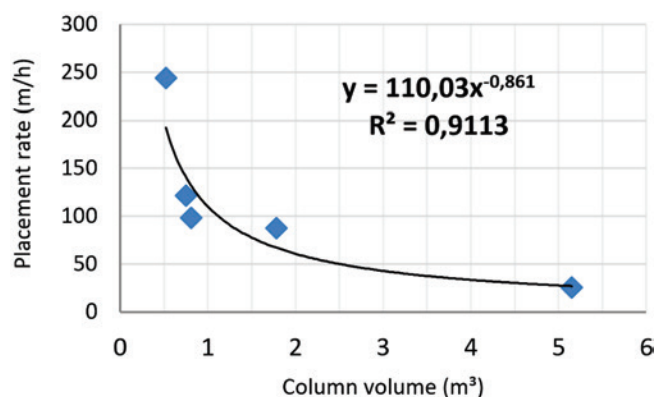
Relationship between the placement rates measured *in situ* and the cross section area of the columns

**Source:** created by the authors

ed a sequence of decreasing values for the respective cross section and volumetric increases.

It can be observed on the graphics from Figure 8 and 9 that there is a logical correlation between the placement rate and the cross section area and also between the placement rate and the columns volume.

To assure the accuracy of the equations found, it was used the following example from the ABRASFE [19] method: for a wall with cross section of 20.00 x 0.50 m and height of 6.00 m, the placement rate was 2.10 m/h, for the concrete releasing with the volumetric flow rate of the pump equal to 21 m³/h. The cross section area of the wall is equal to 100,000 cm² and the volume is 60 m³, resulting, respectively, on the placement rates of 4.51 and 3.24 m/h. It is also noticed that when the column volume is used as an input datum, the predicted placement rate approaches to the best measurement in situ if it is compared to the results obtained through the cross section area. It is also perceived that for the presenting example, the placement rate values established by the correlations with the cross section area and the column volume are, in this sequence,



**Figure 9**

Relationship between the placement rates measured *in situ* and the columns volume

**Source:** created by the authors

2.15 e 1.53 times higher than the results measured. It means that the values predicted by the correlations evidenced in the graphs of Figures 8 and 9 are in favor of safety since all the relations between fresh concrete lateral pressure and placement rate studied in this work are directly proportional, as shown in Figure 6.

Another observation performed through the Figures 8 and 9 is that the columns which height is equal or approximated to (2.89 and 2.90 m), as showed in Table 4, the dots are sited close to each other in both graphics. This leads to conclude that the more columns with the same resemblance are monitored, the better it will be the obtained correlation between the columns characteristics and the placement rate. It was as well observed that if a greater amount of columns, with the most different dimensions, but with modest variations from one to another was studied, the distance between these dots will be smaller, as it occurred for the columns with same height. Besides, the dots have the same position distribution on both graphics, *i.e.*, the relations found have a similar behavior, where both can be expressed by a power. Therefore, from a more detailed study, it may be possible to determine the placement rate by its volume or by the cross section area of the column, so that the prediction pressure and, consequently, the design of the formworks, are carried out in a more coherent execution with the reality of the building work places.

#### 4.2 Maximum pressure supported by the formworks

The Table 5 presents the maximum pressures tolerance predicted, for each column, from the SH [18] and from the NBR 15696 [9] design methods as well as from the fresh concrete lateral pressure calculation standards studied by this report. The placement rate values used were obtained from the ABRASFE [19] method. The concrete temperature used for the study was established on 25 °C (it was not measured in situ), presuming that on the experimental data presented by Arslan [14], Arslan *et al.* [15], Maranhão [4], O'Janpa III [16] and Zhang *et al.* [6], the concrete temperature did not surpassed 24 °C and on the prediction of fresh concrete lateral pressure, in accordance with NBR 15696 [9] methods it is not allowed to permit the temperature influence that exceeded 25 °C. Likewise, in accordance with the research executed by Gambale e Bittencourt [20], the temperature of the concrete made with CP II

cements, does not exceed 25° C before 18 hours of concrete age. It is also noticed on Table 5 that, generally, the maximum pressure supported by the formworks predicted using the SH [18] method is superior to the result obtained from the recommended design criteria established by the NBR 15696 [9] method. It is emphasized that in the limit state method presented by the previous standard, the loads are increased and the resistance are reduced, which justifies, initially, the difference between the obtained values from the two prediction methods.

Equally on the Table 5, it is observed that in most cases, the plywood came to be the less resistant element when the dimensioning of the formwork was made through the SH [18] method, and the profile came to be the less resistant element when the dimension of the formworks were made using the NBR 15696 [9] method. In the situation of this wall, with measurements of 19 x 695 cm, the less resistant elements were the metal profile support, which supported up to 3.82 kPa, for the SH [18], and 0.45 kPa, and the NBR 15696 [9] methods. These are certainly quite small values for concrete lateral pressure, however, it is emphasized that on the empirical results of fresh concrete lateral pressures on walls obtained by O'Janpa III [16], and presented on Table 2, the values alternate from 1.91 to 2.74 kPa, with the placement rates approximated from 12.20 to 36.60 m/h, where these values measured from the placement rate values verified in situ for walls that are 19 x 695 cm (from 16.19 to 24.25 m/h), as showed on Table 4, which it demonstrates coherence of the obtained results.

It is noticed that on Table 5, the maximum pressure supported by the formworks from the SH [18] and the NBR 15696 [9] prediction methods, are the smaller than those established through the prediction methods of the fresh concrete lateral. The greatest difference was registered for the columns of 30 x 50 cm, with fresh concrete lateral pressure settled by the ABNT NBR 15696:2009 which exceeded 603.75 times the maximum pressure supported by the formworks predicted by the SH [18] simplified method. It can be interpreted by the fact the placement rates measured in situ, are far superior to the limits established by the standard calculation method.

The pressure predicted by the CIRIA R 108 method, for columns of 35 x 80 and 35 x 175 cm, had more approached to the maximum pressure tolerance established by the SH [18] method, coming up

**Table 5**  
Maximum pressure supported by the column formworks

Cross section (cm)	Predicted pressure by SH method (kPa)	Less resistant elements	Predicted pressure by ABNT NBR 15696:2009 (kPa)	Less resistant elements	Predicted pressure (kPa)		
					ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	3.90	Yoke	13.93	Support	819.33	83.52	2,354.63
20 x 130	20.31	Plywood	19.19	Yoke	680.42	69.36	1,176.57
35 x 80	41.83	Plywood	4.42	Yoke	682.78	69.60	1,142.94
35 x 175	34.93	Plywood	2.12	Support	682.78	69.60	854.56
19 x 695	3.82	Support	0.45	Support	862.24	93.60	253.97

Source: created by the authors

**Table 6**

Placement rate values correspondent to the maximum pressure supported by the formworks predicted by the SH [18] simplified method

Cross section (cm)	Predicted pressure by SH method (kPa)	Measured placement rate (m/h)	Predicted placement rate (m/h)		
			ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	3.90	243.97	-0.18	0.00	-0.91
20 x 130	20.31	121.96	0.71	0.11	0.73
35 x 80	41.83	98.21	1.89	0.96	2.49
35 x 175	34.93	87.72	1.51	0.59	2.19
19 x 695	3.82	24.25	-5.81	0.00	-0.92

Source: created by the authors

with difference of 33.61% and 20.60%, respectively, as presented on the Table 5.

With the maximum pressure supported by the formworks established by the SH [18] and NBR 15696 [9] methods it was calculated the respective placement rates from three fresh concrete lateral pressure calculus standards. The results are presented on the Tables 6 and 7.

On the Tables 6 and 7 it is possible to notice that, for the maximum pressure values tolerated by the formworks, the placement rates are rather inferior than the measurements executed on the research in situ, where the data even had a negative values, in which most of the collected rates were smaller than the lowest limit established by the ACI 347 R-04 standards for wall, which is 2.1 m/h. It is possible, likewise, to emphasize that some of the placement rates from the Tables 6 and 7 satisfies the placement rate values to which were measured and predicted the concrete lateral pressure from the graphics of Figures 3, 4 and 5, which the values were from 0.45 to 6.38 m/h.

## 5. Conclusions

From the obtained results it was concluded that, for columns

placed by concrete pumping, the placement rates measured at the five building work places from Goiânia City exceeded the values established by the ACI 347 R-04 and the ABNT NBR 15696:2009 methods, on this report, the placement rates measured were, respectively, 35.67 and 55.48 times superior to the established limits for placement rate values.

The placement rate values that were superior to the limits established by the prediction methods ACI 347 R-04 and ABNT NBR 15696:2009 engendered pressure values far superior to the results that possibly occurred over the formworks, being 603.75 times superior, as showed by the presenting research. Furthermore, the placement rate values relative to the maximum pressure values tolerated by the formworks established by the methods ACI 347 R-04, CIRIA R 108 and ABNT NBR 15696:2009 are rather inferior to the measurements collected in the experimental research performed in situ, where they could even reach negative values.

Since the maximum pressure values supported by the formworks estimated by the SH [18] and ABNT NBR 15696:2009 formwork design methods, are far inferior to the concrete lateral pressure values predicted with the placement rate measured in situ, it is possible to assure that the placement rate value from 16.19 m/h, the smallest placement rate value verified by the presenting report,

**Table 7**

Placement rate values correspondent to the maximum pressure supported by the formworks predicted by the limit state design in accordance with ABNT NBR 15696:2009

Cross section (cm)	Pressure value established by ABNT NBR 15696:2009 (kPa)	Measured placing (m/h)	Predicted placement rate (m/h)		
			ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	13.93	243.97	0.37	0.01	0.09
20 x 130	19.19	121.96	0.65	0.09	0.62
35 x 80	4.42	98.21	-0.15	0.00	-0.63
35 x 175	2.12	87.72	-0.28	0.00	-1.09
19 x 695	0.45	24.25	-6.45	0.00	-1.26

Source: created by the authors

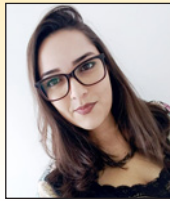
does not present a well-established correlation between the placement rate and fresh concrete lateral pressure value in the theoretical standards of prediction ACI347 R-04, CIRIA R 108 and ABNT NBR 15696:2009. This situation was also noticed on the performed analysis from the experimental data obtained by O'Janpa III [16], in which the lowest placement rate value was 12.20 m/h, with the corresponding measured fresh concrete lateral pressure equal to 2.45 kPa and the values calculated, for this report, were equal to 163.15 kPa for the ACI 347 R-04 method, 68.22 kPa for the CIRIA R 108 method and finally 225.56 kPa for the ABNT NBR 15696:2009 method. Therefore, it is assured that the equations from all of these prediction methods are valid only for the placement rate limit values established by each one of them, leading to affirm that, it is essential the formulation of equation for the prediction of the fresh concrete lateral pressure at high levels of placing, in accordance with the current practices of the construction market. Likewise, it is possible to determine, for design purposes, the placement rate from its volume or from the column cross section area, obtaining, and more representative values than the ones that might occur on the building. The established equations used in this report, which represents such correlations, present determination coefficient equal to 0.91, leading to a well-established approach between the placement rate values predicted and the ones measured in situ, where it was obtained by the column volume the best results if compared with the ones predicted from the cross section area. However, it is essential to be performed more research on this subject in order to obtain more data and, consequentially, establish a relation that is more representative of the many dimensions of columns and walls.

## 6. References

- [1] FREITAS, N. D. B. Sistemas de cofragens racionalizadas e especiais para edifícios. 2011. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade da Madeira, 2011.
- [2] REZENDE, R. B. Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil Central e as novas diretrizes normativas. 2010. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2010.
- [3] NAZAR, N. Fôrmas e escoramentos para edifícios: critérios para dimensionamento e escolha do sistema. São Paulo: PINI, 2007. 173 p.
- [4] MARANHÃO, G. M. Fôrmas para concreto: subsídios para a otimização do projeto segundo a NBR 7.190/97. 2000. 226 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [5] BARNES, J. M.; JOHNSTON, D. W. Fresh concrete lateral pressure on formwork. In: Construction Research Congress, 2003, Honolulu, *Anais...* Reston: ASCE, 2004.
- [6] ZHANG, W.; HUANG J.; LI, Z.; HUANG, C. An experimental study on the lateral pressure of fresh concrete in formwork. *Construction and building materials*, v. 111, p.450-460, 2016.
- [7] SANTILLI, A.; PUENTE, I, LOPEZ, A. Rate of placement discussion for the validation of experimental models of fresh concrete lateral pressure in columns. *Construction and building materials*, v. 24, p.934-945, 2010.
- [8] LEEMANN, A.; HOFFMANN, C.; WINNEFELD, F. Pressure of self-consolidating concrete on formwork. *Concrete International*, v.8, n. 2, p. 27-31, 2006.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15696:2009 : fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009.
- [10] CAUBERG, N.; DESMYTER, J.; PIÉRARD, J. Poussée-dubétonautocompactantsurlescoffrages. *Les Dossiers du CSTC*, v.3, n.7, p. 1-15, 2006.
- [11] BILLBERG, P. H.; ROUSSEL, N.; AMZIANE, S.; BEITZEL, M.; CHARITOU G.; FREUND, B.; GARDNER, J. N.; GRAMPEIX, G.; GRAUBNER, C. A.; KELLER, L.; KHAYAT, K. H.; LANGE, D. A.; OMRAN, A. F.; PERROT, A.; PROSKE, T.; QUATTROCIOCCI, R.;VANHOVE, Y. Field validation of models for predicting lateral form pressure exerted by SCC. *Cementand concrete composites*, v. 54, p. 70-79, 2014.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 347 R-04: Guide for formwork for concrete. ACI, 2004.
- [13] WAARDE, F. Formwork pressures when casting self compacting concrete. 2007. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Concrete Structures Faculty of Civil Engineering Technical University of Delft, Delft, 2007.
- [14] ARSLAN, M. Effects of drainer formworks on concrete lateral pressure. *Construction and building materials*, v. 16, p. 253-259, 2002.
- [15] ARSLAN, M.; SIMSEK, O.; SUBASI, S. Effects of formwork surface materials one concrete lateral pressure. *Construction and building materials*, v. 19, p. 319-325, 2005.
- [16] O'JANPA III, J. V. Lateral pressures of fresh concrete on wall formwork under high rates of placement. Faculty of North Carolina State University, Raleigh, 2005. 123 p.
- [17] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.
- [18] SH Fôrmas, escoramentos e andaimes. Manual SH de fôrmas para concreto e escoramentos metálicos. São Paulo: PINI, 2008. 287 p.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FÔRMAS, ESCORAMENTOS E ACESSO. Pressão do concreto fresco sobre as fôrmas. 34 slides, color. Acompanha texto. Disponível em: <[http:// livrozilla.com/doc/21923/--abrasfe](http://livrozilla.com/doc/21923/--abrasfe)>. Acesso em: 14 mai. 2016.
- [20] GAMBALE, E. A.; BITTENCOURT, R. M.Análise do Fenômeno Térmico em Concreto com cimento Porthand Branco. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 50., 2008, Salvador. *Anais...* São Paulo: IBRACON, 2008.

# Influence of the placement rate on the fresh concrete lateral pressure in the design of formworks

## *Influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco no dimensionamento de fôrmas*



M. O. SOUSA <sup>a</sup>  
sousa.marinaeng@gmail.com

N. S. SANTOS <sup>b</sup>  
naianeengcivil@gmail.com

R. L. PEREIRA <sup>c</sup>  
robsonlopesvetor@gmail.com

P. C. R. MARTINS <sup>d</sup>  
profpaulochaves@gmail.com

L. J. PEDROSO <sup>e</sup>  
lineujp@gmail.com

### Abstract

The fresh concrete lateral pressure generates a load that has great influence in the design of the formworks of columns, walls and lateral faces of the beams. Its prediction must be performed in such a way in order to approach precisely well over the rate values supported by the formworks, avoiding, therefore, the oversizing or undersizing of these temporary structures which represent up to 12% of the total cost of the construction. The calculation of the lateral pressure that fresh concrete exerts on the formworks involves several variables; one of them is the placement rate. The main objective of this work was to study the influence of the placement rate, in situ, on the lateral pressure of fresh concrete calculated from theoretical models presented by norms and international references. For this purpose, measurements of the placement rate were conducted on columns of five building work places at Goiânia city, Goiás, Brazil and it was calculated the maximum pressure supported by their respective formworks from the dimensions and spans between the supports of the components that constituted them. The obtained results indicate that the placement rate in the field observations reach 249 m/h, exceeding the values limited by the theoretical methods of calculation, and that the lateral pressure estimation produced from the placement rate measured in situ exceed the maximum values supported by the formworks up to 604 times. Thus, it was concluded that it is necessary to adjust equations to estimate the lateral pressure of fresh concrete at high rate of concrete placement, according to the current practices in the construction market.

**Keywords:** lateral pressure, formworks, columns, placement rate.

### Resumo

A pressão lateral do concreto fresco gera uma carga que possui grande influência no dimensionamento das fôrmas de pilares, paredes e faces laterais das vigas. Sua previsão deve ser realizada de modo que se aproxime bem dos valores suportados pelas fôrmas, evitando-se, assim, o superdimensionamento ou subdimensionamento dessas estruturas provisórias que representam até 12% do custo total da obra. O cálculo da pressão lateral que o concreto fresco exerce sobre as fôrmas envolve diversas variáveis, sendo uma delas a velocidade de concretagem. O principal objetivo deste trabalho foi estudar a influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco calculada a partir de modelos teóricos apresentados por normas e referências internacionais. Para isso, foram realizadas medições da velocidade de concretagem em pilares de cinco obras de Goiânia e calculadas as pressões máximas suportadas por suas respectivas fôrmas, a partir das dimensões e dos vãos entre os apoios dos elementos que as constituíam. Os resultados obtidos apontam que as velocidades de concretagem em campo chegam a 248,57 m/h, superando os valores limitados pelos métodos teóricos de cálculo, e que as estimativas da pressão realizadas a partir das velocidades medidas in loco ultrapassam os valores máximos suportados pelas fôrmas em até 603,75 vezes. Assim, concluiu-se que é necessária a formulação de equações para estimar a pressão lateral do concreto fresco a altas velocidades de concretagem, conforme as atuais práticas no mercado da construção civil.

**Palavras-chave:** pressão lateral, fôrmas para concreto, pilar, velocidade de concretagem.

<sup>a</sup> Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Escola de Engenharia, Goiânia, GO, Brasil;  
<sup>d</sup> Universidade de Brasília, PECC-UnB, Brasília, DF, Brasil.

## 1. Introdução

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil, sendo, atualmente, um dos mais importantes deste ramo da engenharia. Para sua aplicação faz-se necessária a utilização das fôrmas e escoramentos, que, segundo Freitas [1], têm a função de garantir a geometria, o prumo, o nível e o alinhamento do elemento estrutural a ser executado.

Apesar da importância das fôrmas e escoramentos, há, segundo Rezende [2], um equivocado descaso com este sistema estrutural provisório, ocorrendo, em determinadas situações, falta de projeto específico e até mesmo ausência de engenheiro na execução do projeto. Para Nazar [3], o estudo detalhado, o dimensionamento e a escolha correta dos materiais das fôrmas e escoramentos são justificados por sua importância na concepção, na execução e nos custos da estrutura de um edifício. Para edifícios habitacionais e comerciais com múltiplos pavimentos, o prazo para a execução das fôrmas e escoramentos pode variar entre 50% e 60% do prazo total da obra. Maranhão [4] afirma que o custo das fôrmas contribui com cerca de 40% a 60% do custo total da estrutura de concreto armado, sendo este, em números aproximados, um item que responde entre 8% e 12% do custo de uma edificação.

De acordo com Barnes e Johnston [5] e Maranhão [4], a previsão da pressão lateral do concreto fresco deve ser feita para o dimensionamento das fôrmas verticais (pilares, paredes e vigas com faces alinhadas verticalmente), de modo a garantir a segurança e minimizar os custos.

Maranhão [4] afirma que são muitas as variáveis que exercem influência sobre a magnitude da pressão lateral do concreto fresco, em função disso, estudos e ensaios realizados para a determinação de uma expressão adequada para o problema diferem-se bastante quanto aos resultados.

A velocidade de concretagem é uma das variáveis que exercem maior efeito sobre a pressão lateral do concreto fresco. Zahng *et*

*al.* [6], em seu estudo experimental com concretos convencionais (adensados por vibração), obtiveram resultados que confirmam o que é proposto por diversos métodos de cálculo: a velocidade de concretagem afeta significativamente a pressão lateral e que quanto maior for o valor dessa variável, maior será a pressão exercida pelo concreto. Santilli *et al.* [7] observaram, em seu estudo, que a velocidade de concretagem e a temperatura são fundamentais para estimar a pressão lateral do concreto fresco, visto que, estas variáveis aparecem de forma implícita ou explícita em todas as equações, das oito teorias que estudaram.

Para Leemann *et al.* [8], velocidades de concretagem cada vez mais altas são utilizadas para reduzir os períodos de construção, esperando-se, comumente, que superem 10 m/h. Porém, os atuais modelos de cálculo da pressão dos concretos convencionais foram desenvolvidos principalmente para menores velocidades de concretagem, sendo necessário determinar uma equação adequada para estimar a máxima pressão lateral do concreto fresco lançado a altas velocidades.

Dentre os métodos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco encontram-se os modelos propostos pelo American Concrete Institute (ACI), Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) e Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), que serão estudados neste trabalho.

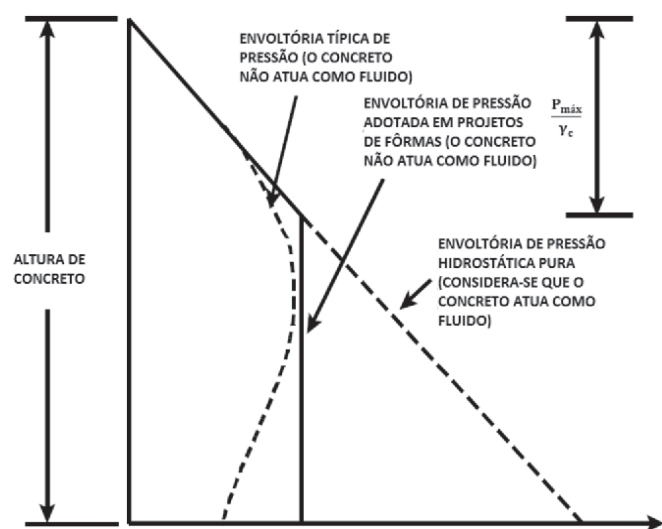
Este trabalho teve como principal objetivo o estudo da velocidade de concretagem como um fator que influencia a pressão lateral do concreto fresco nas fôrmas. Foi verificado se as velocidades de concretagem praticadas em obras de Goiânia são representativas dos valores limitados pelos métodos de cálculo ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009 e se as pressões calculadas por meio dos métodos ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009, a partir das velocidades de concretagem aferidas *in loco*, aproximam-se das máximas pressões suportadas pelas fôrmas dos pilares.

### 1.1 Justificativa

O cálculo da pressão lateral de concreto fresco é de grande importância para o projeto de fôrmas e escoramentos, visto que, para fôrmas verticais, principalmente pilares e paredes, a carga que resulta dessa tensão tem grande influência no dimensionamento, que interfere diretamente sobre o quantitativo de material e, conseqüentemente, nos custos da estrutura de concreto. A literatura apresenta a velocidade de concretagem como uma das variáveis que mais impactam no resultado do cálculo da pressão lateral do concreto fresco, devendo ser limitada a um determinado valor, conforme indicado por alguns métodos, não condizendo, muitas vezes com a realidade das obras na atualidade. Além disso, antes da ABNT NBR 15696:2009 não havia, no Brasil, outra diretriz normativa para projetos de fôrmas e escoramentos, sendo esta, portanto, ainda, pouco analisada no meio da Engenharia.

## 2. Pressão lateral do concreto fresco

A NBR 15696 [9] define pressão lateral do concreto fresco como a pressão horizontal que o concreto exerce na face da fôrma que se encontra em contato com o mesmo.



**Figura 1**  
Envoltórias de pressão lateral do concreto fresco

Fonte: Adaptado de Barnes e Johnston [5]



Barnes e Johnston [5] afirmam que a pressão do concreto fresco exercida sobre as fôrmas é muitas vezes inferior à pressão hidrostática, que considera o concreto como um fluido de peso específico de aproximadamente 24 kN/m<sup>3</sup>, e à pressão calculada para o dimensionamento de fôrmas, como mostrado na Figura 1.

De acordo com Barnes e Johnston [5], são vários fatores que afetam a magnitude da pressão lateral do concreto fresco, incluindo o endurecimento do concreto, procedimento de concretagem e atrito interno entre componentes granulares do concreto e destes com as faces internas das fôrmas, o que torna difícil a determinação de uma expressão que represente a envoltória típica de pressão do concreto fresco, ou seja, a curva da real distribuição da pressão lateral, representada na Figura 1. Para simplificação deste problema, a maioria dos métodos de projeto de fôrmas caracteriza a pressão como hidrostática até certa distância abaixo da superfície livre de concreto e admitem que, a partir deste ponto, permanece constante, até a base da fôrma, no valor máximo estimado por meio do modelo de cálculo, conforme apresentado na Figura 1.

A velocidade de concretagem ou de enchimento (m/h) é uma das variáveis na determinação da pressão lateral do concreto fresco, sendo este fator, conforme a NBR 15696 [9], “o incremento vertical do nível superior do concreto medido linearmente em relação ao tempo decorrido de concretagem”.

Caugberg *et al.* [10], para apresentar os valores obtidos em seu estudo experimental de pressão lateral do concreto fresco, exemplificam: uma velocidade de concretagem de 10 m/h implica no enchimento da fôrma de um pilar de 4 m em 24 minutos e uma taxa de 5 m/h requer, para o mesmo pilar, o dobro do tempo.

Maranhão [4] apresentou, em seu trabalho, os resultados dos estudos realizados pelo Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, que apontam a velocidade de concretagem e a consistência do concreto como os parâmetros que têm influenciado mais sensivelmente o valor da pressão lateral do concreto fresco.

Já Billberg *et al.* [11], a partir da aferição da pressão lateral do concreto fresco em campo, chegaram à conclusão de que, para o caso de concreto autoadensável, outros fatores podem ser mais relevantes do que a velocidade de concretagem, devido à pouca correlação entre este parâmetro e a máxima pressão lateral relativa (razão entre pressão medida e a pressão hidrostática). A falta de correlação entre a pressão e a velocidade de concretagem evidencia que o comportamento estrutural do concreto autoadensável em repouso deve ser considerado na previsão da pressão lateral sobre as fôrmas.

## 2.1 Modelos teóricos para cálculo da pressão lateral do concreto fresco

### 2.1.1 ACI 347 R-04

As equações do ACI 347 R-04 [12] para determinação da máxima pressão lateral do concreto fresco ( $P_{max}$ ) são válidas para concretos com *slump* de no máximo 175 mm, adensados com vibração interna normal a uma profundidade de 1,2 m ou menos.

Para todos os tipos de pilares e para paredes com velocidade de concretagem menor do que 2,1 m/h e altura de lançamento

do concreto (h) que não exceda 4,2 m,  $P_{max}$  (kPa) é dada pela equação (1).

$$P_{max} = C_w C_c \left[ 7,2 + \frac{785R}{T + 17,8} \right] \quad (1)$$

onde  $C_w$  é o coeficiente de correção de peso específico,  $C_c$ , o coeficiente de composição química e aditivos do concreto, R, a velocidade de concretagem em m/h e T, a temperatura do concreto em °C.

Para paredes com  $R < 2,1$  m/h e  $h > 4,2$  m e todas as paredes com  $2,1$  m/h  $< R < 4,5$  m/h,  $P_{max}$  (kPa) é prevista a partir da equação (2).

$$P_{max} = C_w C_c \left[ 7,2 + \frac{1156}{T + 17,8} + \frac{224R}{T + 17,8} \right] \quad (2)$$

Para as equações (1) e (2),  $30 C_w \leq P_{max} \leq \rho gh$ .

### 2.1.2 CIRIA R 108

O relatório CIRIA R 108, fornece orientação para o cálculo das pressões laterais do concreto fresco exercidas sobre as fôrmas. De acordo com Waarde [13], a máxima pressão ( $P_{max}$ ), em kPa, que o concreto fresco exerce sobre as fôrmas, determinada a partir do método CIRIA R 108, é calculada a partir das equações (3) e (4), devendo ser tomado, para o projeto, o menor entre os dois valores obtidos.

$$P_{max} = \gamma_c \left[ C_1 \sqrt{v} + C_2 K \sqrt{H - C_1 \sqrt{v}} \right] \quad (3)$$

$$P_{max} = \gamma_c \cdot h \quad (4)$$

onde  $\gamma_c$  é o peso específico do concreto (kN/m<sup>3</sup>),  $C_1$  é o coeficiente que depende do tamanho e da forma da fôrma (1 para paredes e 1,5 para pilares),  $C_2$  é o coeficiente que depende dos materiais constituintes do concreto,  $v$  é a velocidade de concretagem em m/h, K é o coeficiente de temperatura, H é a altura da fôrma em m e h, a altura de lançamento do concreto em m.

O coeficiente K é calculado através da equação (5).

$$K = \left( \frac{36}{T + 16} \right)^2 \quad (5)$$

com T igual à temperatura do concreto em °C.

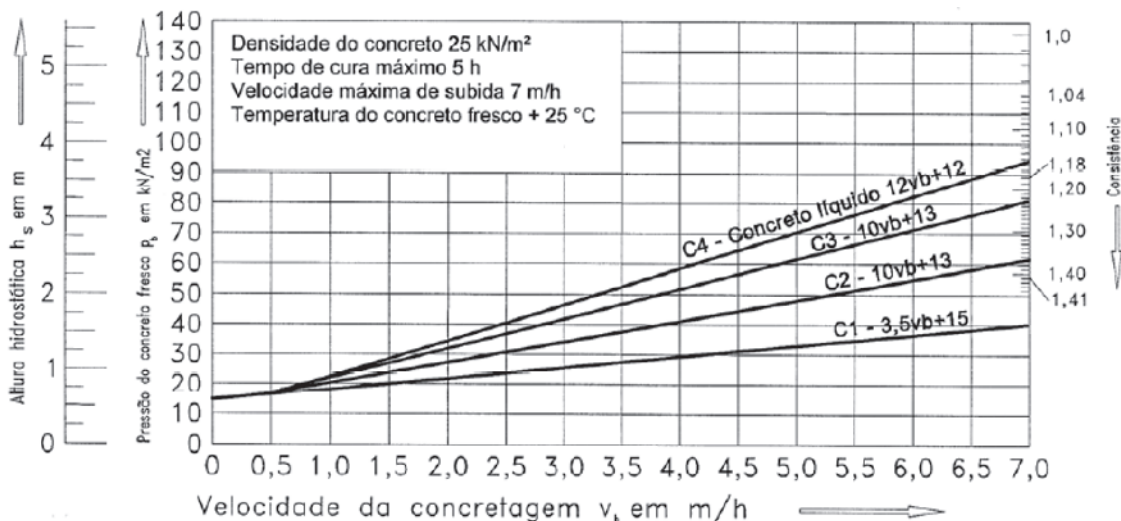
Ressalta-se que o método CIRIA R 108 não impõe um valor limite para velocidade de concretagem, sendo que quando  $C_1 \sqrt{v} > H$ , a equação (4) deve ser adotada como pressão de projeto, conforme descrito por Waarde [13].

**Tabela 1**

Classes de consistência do concreto

Classe de consistência	Abatimento (mm)
C1	abatimento $\leq 20$
C2	$20 < \text{abatimento} \leq 80$
C3	$80 < \text{abatimento} \leq 140$
C4	abatimento $> 140$

Fonte: NBR 15696 [9]



**Figura 2**

Diagrama para determinação da pressão lateral do concreto fresco e altura hidrostática correspondente, em função da velocidade da concretagem e da consistência

Fonte: NBR 15696 [9]

**2.1.3 NBR 15696 (ABNT, 2009)**

O cálculo da máxima pressão lateral do concreto fresco proposto pela NBR 15696 [9] é feito para diferentes classes de consistência do concreto, determinadas conforme a Tabela 1.

De acordo com a NBR 15696 [9] a altura hidrostática, representada por  $P_{max} / \gamma_c$  na Figura 1, “é a diferença entre a superfície superior do concreto fluido e a altura, onde a pressão do concreto fluido atinge o valor máximo”.

A máxima pressão lateral do concreto fresco ( $P_b$ ), em  $kN/m^2$ , e a altura hidrostática correspondente ( $h_s$ ), em metros, são calculadas em função da velocidade de concretagem ( $v_b$ ), em  $m/h$ , e da classe de consistência do concreto, através do diagrama apresentado na Figura 2.

Quando forem utilizados aditivos retardadores, os valores da pres-

são do concreto e a altura hidrostática, extraídos do diagrama, devem ser multiplicados por fatores de majoração, que dependem da classe de consistência do concreto e do tempo de retardamento da pega, em horas.

No caso de concretos autoadensáveis, devido à sua alta fluidez, deve-se considerar a pressão do concreto como sendo hidrostática, durante o tempo de endurecimento ou início de pega, dependendo do método de concretagem.

Se o peso específico do concreto ( $\gamma_c$ ) diferir de  $25 kN/m^3$ , o valor da pressão de concreto deve ser multiplicado pelo fator  $\alpha$ , que varia conforme o valor de  $\gamma_c$ . A altura hidrostática permanece igual, independentemente das alterações do peso específico.

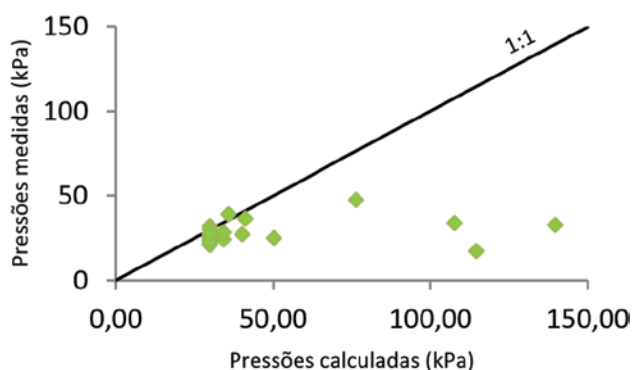
Se não houver medidas de isolamento térmico, a influência da temperatura deve ser considerada. Nos casos em que a temperatura do concreto, durante a concretagem, for menor que  $25^\circ C$ ,  $P_b$  e  $h_s$  devem ser aumentados em 3% para cada  $1^\circ C$  abaixo de  $25^\circ C$ . Não é permitido considerar a influência de temperaturas acima de  $25^\circ C$ .

**2.2 Análise dos métodos teóricos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco**

As análises dos métodos de cálculo ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009 foram realizadas comparando-se a pressão lateral do concreto fresco estimada por meio destes modelos aos valores experimentais apresentados pelos seguintes autores: Arslan [14], Arslan *et al.* [15], Maranhão [4], O’Janpa III [16] e Zhang *et al.* [6]. Além das pressões laterais do concreto fresco medidas experimentalmente, foram coletadas todas as variáveis de cálculo, também aferidas pelos autores.

Foram gerados gráficos das pressões calculadas *versus* as medidas experimentalmente para os três métodos estudados.

Os dados experimentais fornecidos por Maranhão [4] e O’Janpa III [16] não foram lançados nos gráficos porque as velocidades de



**Figura 3**

Pressões calculadas com ACI 347 R-04 *versus* pressões medidas para velocidades de concretagem entre 0,45 e 6,38  $m/h$

Fonte: elaborada pelos autores

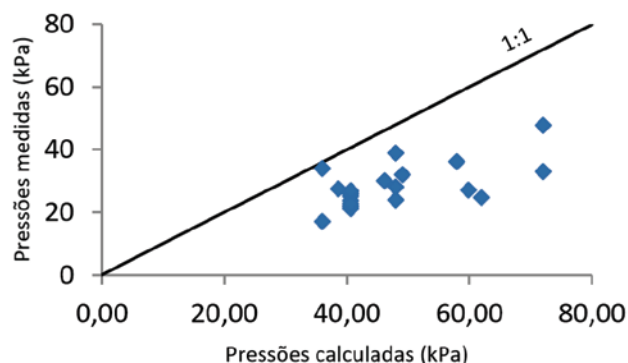
concretagem verificadas por esses autores ultrapassaram os limites determinados pelas normas ACI 347 R-04 (4,5 m/h para paredes) e ABNT NBR 15696:2009 (7 m/h), fazendo com que as pressões calculadas fossem superiores às medidas, de modo a impossibilitar a análise gráfica dos métodos.

Os gráficos das pressões calculadas *versus* pressões medidas experimentalmente, são apresentados, para cada método, nas Figuras 3, 4 e 5. Todos apresentam uma reta de inclinação 1:1, que representa a posição onde as pressões medidas são iguais às pressões calculadas. Os dados experimentais de pressão foram obtidos com velocidades de concretagem que variaram de 0,45 a 6,38 m/h, sendo estas utilizadas nos cálculos.

Observa-se pelo gráfico da Figura 3 que para o método ACI 347 R-04 os pontos, dados pelos pares ordenados de pressões calculadas e pressões medidas, ficaram, em sua maioria, posicionados sobre ou abaixo da reta 1:1. Isto significa que este modelo conduziu a valores de pressões calculadas aproximadamente iguais ou superiores às reais pressões do concreto exercidas sobre as fôrmas. Para dois pontos, excepcionalmente, as pressões foram subestimadas: no primeiro caso a pressão medida foi igual a 32,00 kPa e a calculada 30,00 kPa e no segundo, a pressão medida foi de 39,00 kPa e a calculada 35,80 kPa. No ponto mais à direita do gráfico, a velocidade de concretagem foi de 6,38 m/h, a pressão medida foi 33,00 kPa e a calculada 139,69 kPa, sendo esta diferença de 223,32%. Para o ponto abaixo e mais afastado da reta, a velocidade de concretagem foi igual a 5,17 m/h, a pressão medida foi de 17,10 kPa e a calculada 114,57 kPa, significando que os valores de pressão superestimados (pontos sob a reta 1:1) superaram em até 469,98% os valores medidos.

No gráfico da Figura 4, nota-se que todos os pontos situam-se abaixo da reta 1:1, logo o método CIRIA R 108 conduziu a resultados de pressões calculadas, em sua totalidade, superiores aos de pressões medidas. Para o ponto mais afastado e abaixo da reta 1:1 o valor medido foi de 24,80 kPa e o calculado 61,98 kPa, significando que os valores de pressão superestimados superaram em até 49,92% os valores medidos, com a velocidade de concretagem igual a 1,97 m/h. Nos dois pontos mais à direita do gráfico, a pressão calculada foi 72,00 kPa e as medidas foram 33,00 kPa e 47,70 kPa, com velocidades de concretagem de 6,38 e 2,36 m/h e diferenças de 18,18% e 49,06%, respectivamente. Nota-se que para diferentes velocidades de concretagem, a pressão calculada resultou em um mesmo valor. Isso ocorreu porque no primeiro caso a pressão foi calculada a partir da equação (3), na qual a velocidade de concretagem é uma variável, e no segundo caso com a equação (4), que depende somente do peso específico e da altura de lançamento do concreto.

Verifica-se pelo gráfico da Figura 5, que o método ABNT NBR 15696:2009 gerou resultados de pressão aproximadamente iguais (pontos em cima da reta 1:1) ou superiores (pontos situados abaixo da reta 1:1) às pressões medidas, mas também conduziu a valores de pressão inferiores aos dados experimentais (pontos acima da reta 1:1). Para o ponto que está posicionado mais abaixo da reta o valor medido foi de 17,10 kPa e o calculado 82,18 kPa, significando que os valores de pressão superestimados superaram em até 280,61% os valores medidos, com a velocidade de concretagem igual a 5,17 m/h. Nos casos em que a pressão foi subestimada, o ponto mais acima da reta foi pressão medida



**Figura 4**

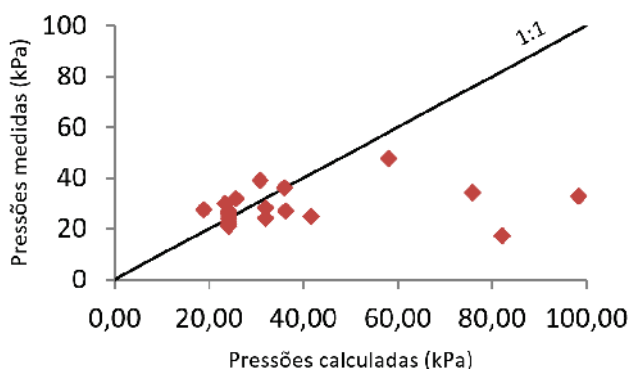
Pressões calculadas com CIRIA R 108 *versus* pressões medidas para velocidade de concretagem entre 0,45 e 6,38 m/h

Fonte: elaborada pelos autores

igual 27,50 kPa e calculada igual a 18,79 kPa. No ponto mais à direita do gráfico, a velocidade de concretagem foi de 6,38 m/h, a pressão medida foi 33,00 kPa e a calculada 98,30 kPa, sendo esta diferença de 97,88%.

Nota-se que, para os três métodos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco, a maior velocidade de concretagem gerou o maior valor de pressão calculada, mas não a maior diferença entre pressão medida e calculada, indicando que, além desta, outras variáveis de cálculo, tais como *slump*, peso específico, composição química e temperatura do concreto, também são importantes na estimativa da pressão.

Comparando-se o ACI 347 R-04 aos demais métodos, nota-se que, apesar de alguns resultados superarem em muito os reais valores de pressão exercidos sobre as fôrmas, este pode ser considerado um bom método de estimativa da pressão lateral do concreto fresco, já que, de maneira geral, apresentou uma boa aproximação dos dados experimentais, para uma faixa de velocidade de concretagem de 0,45 a 2,36 m/h. Analisando-se os pontos situados mais abaixo da reta no gráfico da Figura 4, nota-se que



**Figura 5**

Pressões calculadas com ABNT NBR 15696:2009 *versus* pressões medidas para velocidade de concretagem entre 0,45 e 6,38 m/h

Fonte: elaborada pelos autores

**Tabela 2**

Pressões laterais de concreto fresco medidas e calculadas

Autor	Forma da seção transversal	Dimensões (cm)	Velocidade de concretagem (m/h)	Pressões medidas (kPa)	Pressões calculadas (kPa)		
					ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
Maranhão [4]	Pilar	20x100	32,00	26,38	565,06	57,60	419,58
O'Janpa III [16]	Parede	-	27,40	2,40	366,52	68,22	468,96
O'Janpa III [16]	Parede	e=24,13	13,00	2,74	174,73	75,04	244,27
O'Janpa III [16]	Parede	e=24,14	12,20	2,45	163,15	68,22	225,56
O'Janpa III [16]	Parede	e=22,86	36,60	1,91	393,80	68,22	551,07

Fonte: elaborada pelos autores

1) e é a espessura da parede;

2) As velocidades de concretagem foram medidas pelos autores;

3) A concretagem realizada no estudo de Maranhão (2000) foi feita manualmente, utilizando-se gerica, e as demais foram feitas por bombeamento.

o método CIRIA R 108, apesar de ter superestimado a pressão para todos os casos, conduziu, a resultados mais próximos das pressões medidas do que os métodos ACI 347 R-04 e ABNT NBR 15696:2009. Dentre os três métodos analisados, o da ABNT NBR 15696:2009 gerou resultados de menor acurácia.

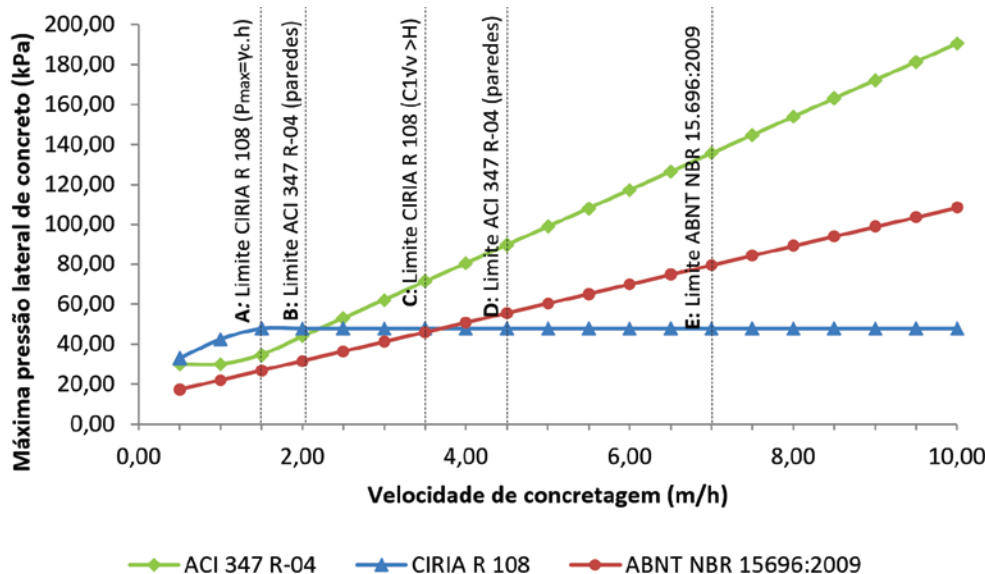
Os dados experimentais obtidos por Maranhão [4] e O'Janpa III [16], bem como os resultados dos cálculos da pressão pelos métodos ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009 para as fôrmas destas pesquisas, constam na Tabela 2.

Nota-se na Tabela 2, que as pressões calculadas a partir dos valores de velocidade de concretagem que ultrapassaram os limites determinados pelos métodos ACI 347 R-04 (até 4,5 m/h para paredes) e ABNT NBR 15696:2009 (até 7,0 m/h) foram muito elevadas. Já o método CIRIA R 108, apesar de ter se apresentado como o mais conservador, conduziu, para os dados apresentados na Ta-

bela 2, a menores valores de pressão em relação aos calculados a partir dos demais modelos. É importante ressaltar que, na Tabela 2, todos os resultados obtidos a partir deste método foram dados pela relação  $P_{max} = \gamma_c \cdot h$ , porque, para os quatro casos,  $C1\sqrt{v}$  foi maior do que H. Observa-se ainda que, apesar de não determinar um valor máximo para a velocidade de concretagem, o método CIRIA R 108 limita esta variável de maneira implícita em função da altura da fôrma (H) e do coeficiente C1.

**2.2.1 Análise da influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco calculada através dos métodos teóricos**

A Figura 6 representa o gráfico da pressão calculada versus velocidade de concretagem, que demonstra a influência desta variável



**Figura 6**

Influência da velocidade de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco calculada a partir de diferentes métodos de cálculo

Fonte: elaborada pelos autores

sobre a pressão lateral do concreto fresco calculada a partir dos métodos ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009. As retas verticais tracejadas (A, B, C, D e E) representam os limites de velocidade de concretagem para cada um destes modelos.

No gráfico da Figura 6, os efeitos de diferentes velocidades de concretagem sobre a pressão lateral do concreto fresco podem ser analisados para um pilar com os seguintes dados estipulados: altura igual a 2,90 m, *slump* do concreto de 120 mm, temperatura do concreto de 25° C, peso específico igual 24 kN/m<sup>3</sup>, cimento ASTM Tipo I ou CEM I (para determinação dos coeficientes de composição química do concreto  $C_c$  e  $C_2$ ), que, respectivamente, segundo Mehta e Monteiro [17] e Waarde [13], correspondem aproximadamente aos cimentos CP II, não possui aditivos retardadores de pega e a altura de lançamento do concreto é de 2,00 m. A velocidade de concretagem variou de 0,5 a 10,0 m/h, a cada 0,5 m/h.

Pelo gráfico da Figura 6, observou-se que a relação entre velocidade de concretagem e pressão lateral do concreto fresco para o método ABNT NBR 15696:2009 é linear e diretamente proporcional. Já o método ACI 347 R-04, apresentou uma relação linear entre velocidade de concretagem e pressão somente a partir de 2,0 m/h. Apesar do fato de este método não limitar a velocidade de concretagem para pilares, nota-se que 2,1 m/h (reta B) é o limite máximo para paredes com altura de lançamento do concreto maior do que 4,2 m e mínimo para os demais casos. Para as velocidades de concretagem acima de 4,5 m/h (reta D) e 7,0 m/h (reta E), que são os máximos valores de velocidade de concretagem determinados pelo ACI 347 R-04, para paredes, e ABNT NBR 15696:2009, não há mudança no comportamento das curvas.

Para o método CIRIA R 108, verificou-se, a partir da Figura 6, que a velocidade de concretagem apresentou-se como diretamente proporcional à pressão lateral de concreto até 1,5 m/h (reta A), mantendo-se constante a partir de 2,0 m/h. Isto ocorreu porque a partir de 2,0 m/h a pressão passou a ser obtida por  $\gamma_c \cdot h$ , que foi o menor valor entre este e o obtido pela equação (3). Desse modo, a velocidade de concretagem foi limitada a 1,5 m/h em função da altura de lançamento do concreto ( $h$ ). Porém, o limite de velocidade de concretagem pela equação (3) foi igual a 3,5 m/h (reta C), obtido em função do coeficiente  $C_1$  igual a 1,5 (a forma da seção transversal é um pilar) e da altura do pilar ( $H$ ) igual a 2,90 m. Portanto, para este método, a velocidade de concretagem não influencia no resultado da pressão exercida pelo concreto a partir do seu valor limite, que corresponde à velocidade de concretagem em que  $\gamma_c \cdot h$  passa a ser igual ao máximo valor de pressão ou ao ponto em que  $C_1 \sqrt{v} > H$ .

Comparando-se os três modelos teóricos de cálculo a partir do gráfico da Figura 6, nota-se que para método CIRIA R 108 a velocidade de concretagem apresentou maior impacto sobre o valor da pressão até 2,0 m/h, sendo que, a partir desse ponto a velocidade passou a ter maior influência sobre o valor de pressão calculado por meio do ACI 347 R-04. A partir de 4,0 m/h, a velocidade de concretagem exerceu maior influência sobre pressão calculada a partir do método ABNT NBR 15696:2009, do que a obtida pelo CIRIA R 108.

### 2.3 Dimensionamento de fôrmas de pilares

O dimensionamento das fôrmas de pilares, recomendado no Manual SH de fôrmas para concreto, SH [18], é feito analisando-se

cada um dos elementos componentes das fôrmas de pilares: o molde (madeira ou compensado), a estruturação (sarrafos de madeira ou perfis metálicos) e o travamento (madeira ou perfis metálicos com barras de ancoragem fixadas com porcas).

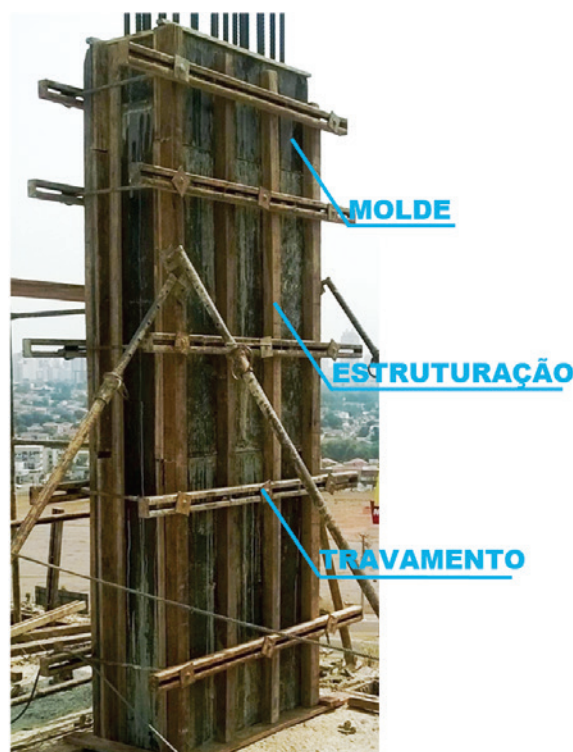
A Figura 7 apresenta uma fôrma de pilar com seus respectivos elementos: molde de compensado plastificado com 18 mm de espessura, sarrafos de estruturação de madeira 6x6 cm e travamento com perfil metálico C-75.

De acordo com a SH [18], o dimensionamento das fôrmas de pilares deve ser realizado considerando-se que as peças de estruturação do painel e os travamentos são elementos biapoiados, devendo-se limitar os vãos a partir do cálculo da flecha ( $L/300$  mm) e do momento admissível de cada peça.

Já a NBR 15696 [9] determina que os cálculos de dimensionamento de fôrmas e escoramentos devem ser feitos pelo método dos estados-limites. O método de tensões admissíveis pode ser aplicado, porém, em caráter transitório, sendo que o fator de segurança utilizado deve assegurar o atendimento das mesmas condições dos estados-limites. Embora as fôrmas e escoramentos sejam estruturas de caráter provisório, as combinações de ações a serem consideradas devem ser de construções normais, com todas as cargas tomadas como variáveis.

## 3. Metodologia

A pesquisa consistiu em medir as velocidades de concretagem de pilares *in loco* e determinar a pressão máxima suportada pelas fôrmas dos mesmos.



**Figura 7**  
Elementos constituintes de uma fôrma de pilar

Fonte: elaborada pelos autores

**Tabela 3**

Características das obras e dos pilares estudados

Obra	Tipo de empreendimento	Método de concretagem	Seção transversal do pilar (cm)	Forma da seção transversal	Projeto de fôrmas
A	Institucional	Pilar solteiro	30 x 50	Pilar	Não
B	Residencial	Pavimento integrado	20 x 130	Pilar	Não
C	Comercial	Pilar solteiro	35 x 80	Pilar	Não
D	Residencial	Pavimento integrado	35 x 15	Pilar	Sim
E	Residencial	Pilar solteiro	19 x 695 <sup>(1)</sup>	Parede	Sim

**Fonte:** elaborada pelos autores  
 1) Pilar em seção "U" com dimensões de 256 x 19+183 x 19+256 x 19 cm;  
 2) Todas as concretagens acompanhadas foram realizadas por meio do uso de bomba para lançamento do concreto;  
 3) Em todas as obras o concreto foi produzido com cimento CP II.

### 3.1 Medição da velocidade de concretagem em campo

Foram realizadas medições das velocidades de concretagem em cinco obras de Goiânia, sendo que, para cada uma, aferiu-se a velocidade de concretagem em um único pilar, cujas características são descritas na Tabela 3.

Em duas das obras foi adotada a concretagem de pavimento integrado, método no qual as lajes, as vigas e os pilares que as suportam são concretados simultaneamente. As demais adotaram o sistema de pilares solteiros, que consiste na execução somente dos pilares e posteriormente das lajes e vigas. Somente duas das obras possuíam projetos de fôrmas e escoramentos.

Para medir as velocidades de concretagem foram adotados três métodos: o da Associação Brasileira de Fôrmas, Escoramentos e Acesso (ABRASFE) [19] e as medições em camadas e direta.

Além da medição da velocidade de concretagem, foi realizado o cálculo da pressão máxima suportada pelas fôrmas dos pilares estudados, a partir das propriedades estimadas e da configuração dos elementos constituintes da estruturação dos painéis, segundo os métodos SH [18] e NBR 15696 [9].

Para medição da velocidade de concretagem pelo método da ABRASFE, determinou-se, inicialmente, a vazão da bomba. Para isso mediu-se, com auxílio de um cronômetro, o tempo necessário

ao total esvaziamento do caminhão de concreto, descontando-se, portanto, as pausas do bombeamento. A partir da vazão da bomba e do volume do pilar, determinou-se o tempo de enchimento do pilar. Com o tempo de enchimento e a altura do pilar, calculou-se a velocidade de concretagem.

Na medição em camadas, seguindo a metodologia de Billberg *et al.* [11], foram utilizados trena e cronômetro. Mediu-se, para cada camada de concreto lançada nas fôrmas dos pilares, a profundidade da superfície livre de concreto e o tempo decorrido até que o concreto atingisse esse nível. O número de camadas foi igual ao necessário ao total enchimento do pilar, variando, portanto, para cada obra. Para cada camada obteve-se um valor de velocidade de concretagem. Como resultado final, adotou-se, o maior valor.

Para medir a velocidade de concretagem diretamente, obteve-se o tempo necessário ao total do enchimento do pilar, através de cronômetro.

### 3.2 Pressão máxima suportada pelas fôrmas

A máxima pressão suportada pelas fôrmas dos pilares estudados foi calculada pelos métodos da SH [18] e da NBR 15696 [9] a partir da configuração das fôrmas *in loco*. Para isso, coletaram-se, nas obras, os seguintes dados: espessura do compensado; vãos entre os sarrafos ou perfis de estruturação; dimensões dos sarrafos ou

**Tabela 4**

 Resultados das medições das velocidades de concretagem *in loco*

Pilar					Velocidade de concretagem (m/h)		
Seção transversal (cm)	Altura (m)	Tempo de enchimento (minutos)	Área da seção transversal (cm <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	ABRASFE	Camadas	Direto
30 x 50	3,48	0,84	1.500	0,52	243,97	235,33	248,57
20 x 130	2,89	2,67	2.600	0,75	121,96	125,10	64,94
35 x 80	2,90	2,16	2.800	0,81	98,21	92,18	80,56
35 x 175	2,90	2,08	6.125	1,78	87,72	103,15	83,65
19 x 695	3,90	14,45	13.699	5,34	24,25	21,05	16,19

**Fonte:** elaborada pelos autores

perfis de estruturação; vãos entre os perfis de travamento; dimensões dos perfis de travamento.

Os dados das propriedades mecânicas do compensado, dos sarrafos de madeira e dos travamentos foram obtidos das tabelas da SH [18].

Para ambos os métodos, considerou-se que a pressão suportada pelas fôrmas é igual ao menor dos valores obtidos para cada pilar, ou seja, a pressão suportada pelo elemento menos resistente.

Também foram calculadas, para cada pilar, as pressões laterais de concreto, segundo os métodos ACI347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009, com as velocidades de concretagem medidas *in loco*.

## 4. Resultados e discussões

### 4.1 Medição da velocidade de concretagem

Os resultados das medições das velocidades de concretagem são apresentados na Tabela 4.

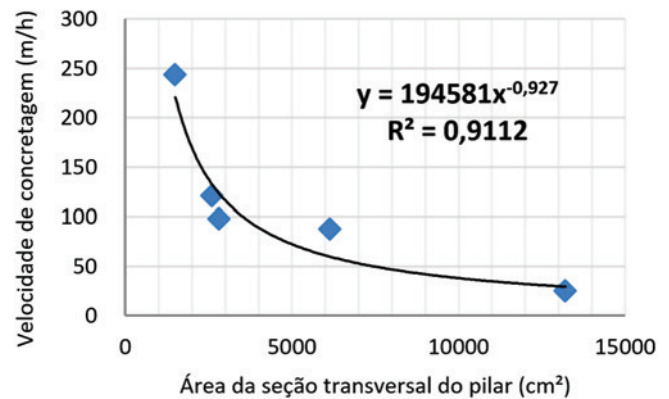
Observa-se na Tabela 4, que pelos três métodos de medição obtiveram-se valores de velocidade de concretagem superiores aos determinados como limite pelos métodos em estudo. O menor valor obtido foi 16,10 m/h, que superou em 137,57% o valor máximo determinado pela ABNT NBR 15696:2009 (7 m/h) e em 157,78% a velocidade de concretagem limite para paredes dada pelo ACI 347 R-04 (4,5 m/h). A maior velocidade medida (249,66 m/h) é 35,67 e 55,48 vezes maior do que os limites determinados na ABNT NBR 15696:2009 e pelo ACI 347 R-04, respectivamente.

As velocidades de concretagem obtidas pelo método em camadas para o pilar 35 x 175 cm (103,15 m/h) e pelo método direto para o pilar 20 x 130 cm (64,94 m/h) e para a parede 19 x 695 cm (16,19 m/h), não foram aproximadamente iguais aos demais valores correspondentes. Como pode ser notado na Tabela 4, ocorreu uma descontinuidade nos valores de velocidade obtidos por estes dois métodos, pois estes não seguiram sequencialmente como sendo inversamente proporcionais à área da seção transversal e ao volume do pilar. Estes erros podem ser justificados pelo fato de que a velocidade de concretagem foi medida sem nenhuma alteração das metodologias construtivas adotadas nas obras, o que pode levar a falta de precisão dos procedimentos.

As Figuras 8 e 9 apresentam, respectivamente, as correlações da área da seção transversal e do volume do pilar com a velocidade de concretagem medida *in loco*.

As velocidades de concretagem utilizadas nos gráficos foram as obtidas através do método da ABRASFE [19], pelo fato de que apresentaram uma sequência de valores decrescentes para os respectivos aumentos de seção transversal e volume.

Observa-se pelos gráficos das Figuras 8 e 9, que há uma boa correlação da velocidade de concretagem com a área da seção transversal e da velocidade de concretagem com o volume dos pilares. Para verificar a precisão das expressões encontradas, foi utilizado o seguinte exemplo da ABRASFE [19]: parede com seção transversal de 20,00 x 0,50 m e altura de 6,00 m, cuja velocidade de concretagem foi 2,10 m/h, para o lançamento do concreto com bomba de vazão igual a 21 m<sup>3</sup>/h. A área da seção transversal da parede é igual a 100.000 cm<sup>2</sup> e o volume é 60 m<sup>3</sup>, resultando, respectivamente, nas velocidades de concretagem de 4,51 e



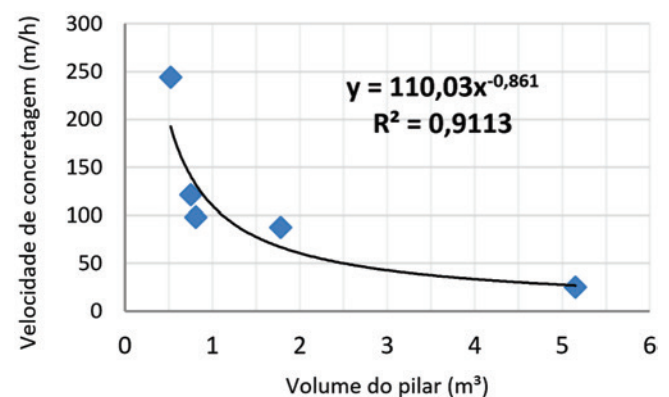
**Figura 8**

Relação entre velocidade de concretagem medida *in loco* e área da seção transversal dos pilares

Fonte: elaborada pelos autores

3,24 m/h. Percebe-se que utilizando o volume do pilar como dado de entrada, a velocidade de concretagem calculada aproxima-se melhor da medida *in loco* se comparada à obtida pela área da seção transversal. Nota-se também que, para o exemplo em questão, as velocidades de concretagem determinadas pelas correlações com área da seção transversal e volume do pilar são, nesta ordem, 2,15 e 1,53 vezes maiores do que a medida. Isto significa que os valores calculados por meio das correlações encontradas nos gráficos das Figuras 8 e 9 estão a favor da segurança, visto que, todas as relações entre pressão lateral do concreto fresco e velocidade de concretagem estudadas neste trabalho são diretamente proporcionais, como mostrado na Figura 6.

Outra observação realizada a partir das Figuras 8 e 9 é que para os pilares de alturas iguais ou próximas (2,89 e 2,90 m), apresentados na Tabela 4, os pontos posicionam-se próximos uns dos outros em ambos os gráficos. Isto significa que quanto mais pilares com características semelhantes forem monitorados, melhor será a correlação obtida entre estas e a velocidade de concretagem. Percebeu-se também que se um maior número de pilares, com



**Figura 9**

Relação entre velocidade de concretagem medida *in loco* e volume dos pilares

Fonte: elaborada pelos autores

as mais diferentes dimensões, porém com pequenas variações de um para outro, forem estudados a distância entre os pontos será menor, como ocorreu para os pilares de mesma altura. Além disso, os pontos têm a mesma distribuição de posição nos dois gráficos, ou seja, as relações encontradas possuem um comportamento semelhante, sendo ambas expressas por uma potência. Logo, partindo-se de um estudo mais detalhado, pode ser possível determinar a velocidade de concretagem pelo volume ou pela área da seção transversal do pilar, fazendo com que o cálculo da pressão e, conseqüentemente o dimensionamento das fôrmas, sejam realizados de forma mais coerente com a realidade das obras.

#### 4.2 Pressão máxima suportada pelas fôrmas

A Tabela 5 apresenta as máximas pressões suportadas estimadas, para cada pilar, a partir dos métodos de dimensionamento da SH [18] e da NBR 15696 [9] e dos modelos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco estudados. Os valores de velocidade de concretagem utilizados foram os obtidos através do método da ABRASFE [19]. A temperatura do concreto foi adotada como 25° C (não foi aferida *in loco*), considerando-se que nos dados experimentais apresentados por Arslan [14], Arslan *et al.* [15], Maranhão [4], O'Janpa III [16] e Zhang *et al.* [6], a temperatura do concreto não ultrapassou 24° C e que o cálculo da pressão lateral do concreto fresco segundo a NBR 15696 [9] não permite considerar a influência de temperaturas acima de 25 °C. Além disso, de acordo com a pesquisa realizada por Gambale e Bittencourt [20], a temperatura dos concretos produzidos com cimento CP II, não ultrapassa os 25° C antes de 18 horas de idade.

Observa-se na Tabela 5, que, de maneira geral, a máxima pressão suportada pelas fôrmas calculada pelo método SH [18] é maior do que a obtida pelos critérios de dimensionamento de fôrmas recomendado pela NBR 15696 [9]. Ressalta-se que no método dos estados-limites, apresentado pela norma em questão, as ações são majoradas e as resistências minoradas, o que justifica, inicialmente, a diferença entre os valores obtidos por meio dos dois métodos de cálculo.

Também na Tabela 5, percebe-se que na maioria dos casos, o elemento menos resistente das fôrmas foi o compensado para o método SH [18] e a estruturação para a NBR 15696 [9]. No caso

da parede de 19x695 cm, os elementos menos resistente foram os perfis de estruturação, que suportam até 3,82 kPa, para o método da SH [18], e 0,45 kPa, para a NBR 15696 [9]. Tratam-se de valores de pressão muito pequenos, porém, ressalta-se que os resultados experimentais de pressão lateral do concreto fresco em paredes obtidos por O'Janpa III [16], apresentados na Tabela 2, variaram de 1,91 a 2,74 kPa, com velocidades de concretagem que foram de 12,20 a 36,60 m/h, sendo estes valores próximos à velocidade medida *in loco* para a parede de 19 x 695 cm (16,19 a 24,25 m/h), apresentadas na Tabela 4, o que demonstra a coerência dos resultados obtidos.

Nota-se, pela Tabela 5, que as pressões máximas suportadas pelas fôrmas calculadas a partir dos métodos da SH [18] e da NBR 15696 [9] são menores do que as estimadas através dos métodos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco. A maior diferença se deu para o pilar 30 x 50 cm, com pressão lateral do concreto fresco estimada pela ABNT NBR 15696:2009 que superou 603,75 vezes a máxima pressão suportada pela fôrma calculada pelo método simplificado da SH [18]. Isto pode ser explicado pelo fato de que as velocidades de concretagem medidas *in loco*, são muito superiores aos limites estabelecidos pelos métodos de cálculo das normas.

As pressões calculadas pelo método CIRIA R 108, para os pilares 35 x 80 e 35 x 175 cm, se aproximaram mais das máximas pressões suportadas estimadas pelo método SH [18], apresentando diferenças de 33,61% e 20,60%, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 5.

Com as pressões máximas suportadas pelas fôrmas estimadas pelo método SH [18] e NBR 15696 [9] calcularam-se as velocidades de concretagem correspondentes a partir dos três modelos de cálculo da pressão lateral do concreto fresco. Os resultados são apresentados nas Tabelas 6 e 7.

Nas Tabelas 6 e 7 é possível observar que, para os valores das pressões máximas suportadas pelas fôrmas as velocidades de concretagem são muito inferiores às medidas *in loco*, chegando a valores negativos, sendo a maioria deles menores do que o limite inferior determinado pelo ACI 347 R-04 para paredes, que é de 2,1 m/h. Também é possível observar que alguns dos valores de velocidade de concretagem das Tabelas 6 e 7 encontram-se na faixa de valores de velocidade de concretagem para as quais foram medi-

**Tabela 5**  
Pressão máxima suportada pelas fôrmas dos pilares

Seção transversal (cm)	Pressão estimada pelo método SH (kPa)	Elemento menos resistente	Pressão estimada pela ABNT NBR 15696:2009 (kPa)	Elemento menos resistente	Pressões estimadas (kPa)		
					ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	3,90	Travamento	13,93	Estruturação	819,33	83,52	2.354,63
20 x 130	20,31	Compensado	19,19	Travamento	680,42	69,36	1.176,57
35 x 80	41,83	Compensado	4,42	Travamento	682,78	69,60	1.142,94
35 x 175	34,93	Compensado	2,12	Estruturação	682,78	69,60	854,56
19 x 695	3,82	Estruturação	0,45	Estruturação	862,24	93,60	253,97

Fonte: elaborada pelos autores



**Tabela 6**

Velocidades correspondentes à pressão máxima suportada pelas fôrmas dos pilares calculada pelo método simplificado da SH [18]

Seção transversal (cm)	Pressão estimada pelo método SH (kPa)	Velocidade de concretagem medida (m/h)	Velocidade de concretagem calculada (m/h)		
			ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	3,90	243,97	-0,18	0,00	-0,91
20 x 130	20,31	121,96	0,71	0,11	0,73
35 x 80	41,83	98,21	1,89	0,96	2,49
35 x 175	34,93	87,72	1,51	0,59	2,19
19 x 695	3,82	24,25	-5,81	0,00	-0,92

Fonte: elaborada pelos autores

das e calculadas as pressões laterais do concreto dos gráficos das Figuras 3, 4 e 5, que foram de 0,45 a 6,38 m/h.

## 5. Conclusões

A partir dos resultados obtidos chegou-se à conclusão de que, para pilares concretados por bombeamento, as velocidades de concretagem medidas nas cinco obras de Goiânia ultrapassam os valores limitados pelo ACI 347 R-04 e ABNT NBR 15696:2009, pois, neste estudo, as velocidades medidas foram, respectivamente, 35,67 e 55,48 vezes maiores do que as velocidades limite. As velocidades de concretagem que são superiores aos limites determinados pelos métodos de cálculo ACI 347 R-04 e ABNT NBR 15696:2009 geram resultados de pressão muito superiores aos que possivelmente ocorrem nas fôrmas, chegando a ser 603,75 vezes maiores, neste estudo. Além disso, as velocidades de concretagem relativas às máximas pressões suportadas pelas fôrmas, determinadas pelos métodos ACI 347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009 são muito inferiores às medidas *in loco*, podendo chegar a valores negativos.

Tendo em vista que as pressões máximas suportadas pelas fôrmas, estimadas pelos métodos de dimensionamento de fôrmas SH [18] e ABNT NBR 15696:2009, são muito inferiores às pressões laterais do concreto calculadas com a velocidade de concretagem

medida *in loco*, pode-se afirmar que para velocidades a partir de 16,19 m/h, menor valor medido nesta pesquisa, não há uma boa correlação entre velocidade de concretagem e pressão lateral do concreto fresco nos modelos teóricos de cálculo ACI347 R-04, CIRIA R 108 e ABNT NBR 15696:2009. Isto também foi observado na análise realizada a partir dos dados experimentais obtidos por O'Janpa III [16], para os quais a menor velocidade de concretagem foi de 12,20 m/h, com a correspondente pressão lateral do concreto fresco medida igual a 2,45 kPa e calculadas, neste trabalho, iguais a 163,15 kPa para o ACI 347 R-04, 68,22 kPa para o CIRIA R 108 e 225,56 kPa para a ABNT NBR 15696:2009. Assim, confirma-se que as equações destes métodos de cálculo são válidas somente para as velocidades de concretagem limitadas por cada um, sendo, portanto, necessária a formulação de equações para estimar a pressão lateral do concreto fresco a altas velocidades de concretagem, conforme as atuais práticas no mercado da construção civil.

É possível determinar, para fins de projeto, a velocidade de concretagem em função do volume ou da área da seção transversal do pilar, obtendo-se, valores mais representativos dos que ocorrerão nas obras. As equações determinadas neste estudo, que representam tais correlações, apresentaram coeficiente de determinação igual a 0,91, apontando uma boa aproximação entre os valores de velocidade calculados e os medidos *in loco*, sendo que

**Tabela 7**

Velocidades correspondentes à pressão máxima suportada pelas fôrmas dos pilares calculada pelo método dos estados-limites segundo a ABNT NBR 15696:2009

Seção transversal (cm)	Pressão estimada pela ABNT NBR 15696:2009 (kPa)	Velocidade de concretagem medida (m/h)	Velocidade de concretagem calculada (m/h)		
			ACI 347 R-04	CIRIA R 108	ABNT NBR 15696:2009
30 x 50	13,93	243,97	0,37	0,01	0,09
20 x 130	19,19	121,96	0,65	0,09	0,62
35 x 80	4,42	98,21	-0,15	0,00	-0,63
35 x 175	2,12	87,72	-0,28	0,00	-1,09
19 x 695	0,45	24,25	-6,45	0,00	-1,26

Fonte: elaborada pelos autores

pelo volume do pilar, tem-se resultados melhores se comparados aos obtidos pela área da seção transversal. Porém, é necessário que se realizem mais pesquisas para que se obtenha um maior número de dados e, assim, uma relação que seja mais representativa das diversas dimensões de pilares e paredes.

## 6. Referências bibliográficas

- [1] FREITAS, N. D. B. Sistemas de cofragens racionalizadas e especiais para edifícios. 2011. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade da Madeira, 2011.
- [2] REZENDE, R. B. Uma visão sobre o uso de fôrmas e escoramentos em cidades de grande, médio e pequeno porte do Brasil Central e as novas diretrizes normativas. 2010. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2010.
- [3] NAZAR, N. Fôrmas e escoramentos para edifícios: critérios para dimensionamento e escolha do sistema. São Paulo: PINI, 2007. 173 p.
- [4] MARANHÃO, G. M. Fôrmas para concreto: subsídios para a otimização do projeto segundo a NBR 7.190/97. 2000. 226 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- [5] BARNES, J. M.; JOHNSTON, D. W. Fresh concrete lateral pressure on formwork. In: Construction Research Congress, 2003, Honolulu, *Anais...* Reston: ASCE, 2004.
- [6] ZHANG, W.; HUANG J.; LI, Z.; HUANG, C. An experimental study on the lateral pressure of fresh concrete in formwork. *Construction and building materials*, v. 111, p.450-460, 2016.
- [7] SANTILLI, A.; PUENTE, I, LOPEZ, A. Rate of placement discussion for the validation of experimental models of fresh concrete lateral pressure in columns. *Construction and building materials*, v. 24, p.934-945, 2010.
- [8] LEEMANN, A.; HOFFMANN, C.; WINNEFELD, F. Pressure of self-consolidating concrete on formwork. *Concrete International*, v.8, n. 2, p. 27-31, 2006.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15696:2009 : fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto – projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro, 2009.
- [10] CAUBERG, N.; DESMYTER, J.; PIÉRARD, J. Poussée-dubétonautocompactantsurlescoffrages. *Les Dossiers du CSTC*, v.3, n.7, p. 1-15, 2006.
- [11] BILLBERG, P. H.; ROUSSEL, N.; AMZIANE, S.; BEITZEL, M.; CHARITOU G.; FREUND, B.; GARDNER, J. N.; GRAMPEIX, G.; GRAUBNER, C. A.; KELLER, L.; KHAYAT, K. H.; LANGE, D. A.; OMRAN, A. F.; PERROT, A.; PROSKE, T.; QUATTROCIOCCI, R.;VANHOVE, Y. Field validation of models for predicting lateral form pressure exerted by SCC. *Cementand concrete composites*, v. 54, p. 70-79, 2014.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 347 R-04: Guide for formwork for concrete. ACI, 2004.
- [13] WAARDE, F. Formwork pressures when casting self compacting concrete. 2007. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Concrete Structures Faculty of Civil Engineering Technical University of Delft, Delft, 2007.
- [14] ARSLAN, M. Effects of drainer formworks on concrete lateral pressure. *Construction and building materials*, v. 16, p. 253-259, 2002.
- [15] ARSLAN, M.; SIMSEK, O.; SUBASI, S. Effects of formwork surface materials one concrete lateral pressure. *Construction and building materials*, v. 19, p. 319-325, 2005.
- [16] O'JANPA III, J. V. Lateral pressures of fresh concrete on wall formwork under high rates of placement. Faculty of North Carolina State University, Raleigh, 2005. 123 p.
- [17] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.
- [18] SH Fôrmas, escoramentos e andaimes. Manual SH de fôrmas para concreto e escoramentos metálicos. São Paulo: PINI, 2008. 287 p.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FÔRMAS, ESCORAMENTOS E ACESSO. Pressão do concreto fresco sobre as fôrmas. 34 slides, color. Acompanha texto. Disponível em: <[http:// livrozilla.com/doc/21923/-abrasfe](http://livrozilla.com/doc/21923/-abrasfe)>. Acesso em: 14 mai. 2016.
- [20] GAMBALE, E. A.; BITTENCOURT, R. M.Análise do Fenômeno Térmico em Concreto com cimento Porthand Branco. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 50., 2008, Salvador. *Anais...* São Paulo: IBRACON, 2008.

# Nonlinear analysis of concrete structures using GFEM enrichment strategy with a microplane constitutive model

## *Análise não linear de estruturas de concreto usando a estratégia de enriquecimento MEFG com um modelo constitutivo de microplanos*

A. R. V. WOLENSKI <sup>a</sup>  
anderson.wolenski@ifsc.edu.br

A. B. MONTEIRO <sup>b</sup>  
ane.lize.eng@gmail.com

S. S. PENNA <sup>b</sup>  
spenna@dees.ufmg.br

R. L. S. PITANGUEIRA <sup>b</sup>  
roque@dees.ufmg.br

F. B. BARROS <sup>b</sup>  
felicio@dees.ufmg.br

### Abstract

One of the most widespread methods to the nonlinear analysis of structures is the Finite Element Method (FEM). However, there are phenomena whose behavior is not satisfactorily simulated by the standard FEM and this fact has quickened the development of new strategies such as the Generalized Finite Element Method (GFEM), understood as a variation of the FEM. In parallel, nonlinear analysis of concrete structures requires the use of constitutive models that represents the nucleation and propagation of cracks. In this paper it is used an anisotropic constitutive model, based on the microplane theory, which is able to represent the behavior of concrete structures, together with the GFEM approach. These resources are incorporated on the INSANE system (INteractive Structural ANalysis Environment), used in the numerical simulations presented here to demonstrate the feasibility of using the GFEM enrichment strategy, in the nonlinear analysis of concrete structures, with validation made from comparisons with experimental results available in the literature.

**Keywords:** INSANE system, physically nonlinear analysis, microplane theory.

### Resumo

Um dos métodos numéricos mais difundidos para a análise não linear de estruturas é o Método dos Elementos Finitos (MEF). No entanto, há fenômenos cujo comportamento não é satisfatoriamente representado pela forma convencional do MEF e isso tem estimulado o desenvolvimento de novas estratégias, como o Método dos Elementos Finitos Generalizados (MEFG), entendido como uma variação no MEF. Em paralelo, a análise não linear de estruturas de concreto exige o uso de modelos constitutivos que representem a nucleação e propagação de trincas. Neste trabalho, é usado um modelo constitutivo anisotrópico, baseado na teoria de microplanos, capaz de representar o comportamento de estruturas de concreto, juntamente com a aproximação MEFG. Tais recursos estão incorporados no sistema INSANE (INteractive Structural ANalysis Environment), usado nas simulações numéricas aqui apresentadas com objetivo de demonstrar a viabilidade do uso da estratégia de enriquecimento do MEFG, na análise não linear de estruturas de concreto, com validação realizada a partir de comparações com resultados experimentais disponíveis na literatura.

**Palavras-chave:** sistema INSANE, análise fisicamente não linear, teoria de microplanos.

<sup>a</sup> Instituto Federal de Santa Catarina (IFSC), São Carlos, SC, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas (PROPEEs), Belo Horizonte, MG, Brasil.

## 1. Introduction

Several engineering problems can be described using partial differential equations relating field variables inside a particular domain. To obtain reasonable solutions it is used some numerical method since such problems have complex geometry and boundary conditions. In this context, it was developed the Finite Element Method (FEM), which is an efficient numerical tool to solve boundary value problems. Although the FEM is a quite consolidated numerical technique in the study of several structural engineering problems, it presents some limitations related specially to the description of phenomena such as crack and damage propagation and large deformations. The nature of these phenomena leads to the modification of the mesh in a very costly process.

Nowadays it is impossible to design innovative structures without FEM and the use of computational programs based on this method became easier due to the development of pre-processor and post-processor tools that provide interactive graphics resources.

Nonetheless, there are phenomena whose behavior cannot be satisfactorily described by conventional FEM and this fact has motivated the development of new strategies. Problems subjected to large deformations and to crack and damage propagation require modifications in discretization of the structure (remeshing) and methods such as the Generalized Finite Element Method (GFEM) have been developed to solve these issues.

The GFEM (Melenk and Babuška [1]; Duarte *et al.* [2]) can be considered as originated from the so-called meshless methods proposed in the 1990s. In spite of its theoretical bases be well established, there is an extensive area of research and of numerical experimentation to be investigated. According to Barros *et al.* [3], GFEM is formulated in a way that the numerical simulation guarantees certain independence of the mesh of finite elements. The relative mesh independence can be observed by the possibility of introducing special functions on the numerical approximation, without modifying the mesh, and by the relative insensitivity to angular distortion of the elements.

The objective of this paper is to evaluate the use of linear and quadratic polynomial enrichment functions of the GFEM approach in nonlinear problems of concrete structures. The obtained results with GFEM and FEM strategies combined with an anisotropic constitutive model, based on the microplane theory, will be compared to each other. The validation of the results obtained with the GFEM approach is made through comparisons with experimental responses of concrete beams subjected to the three-point bending (Pettersson [4]) and of L-shaped panel by Winkler *et al.* [5].

The outline of the paper is as follows. A brief explanation of GFEM is presented in Section 2. The Microplane Theory for anisotropic constitutive models, based in the formulation of Leukart [6] and used in all simulations presented here, it is discussed in Section 3. In the Section 4, numerical examples are presented, and Section 5 is devoted to concluding remarks and discussion.

## 2. A summary explanation of GFEM

Initially proposed by Melenk [7], the GFEM has the important characteristic of enriching the space of approximations originally constructed to the FEM with the introduction of special functions. Such

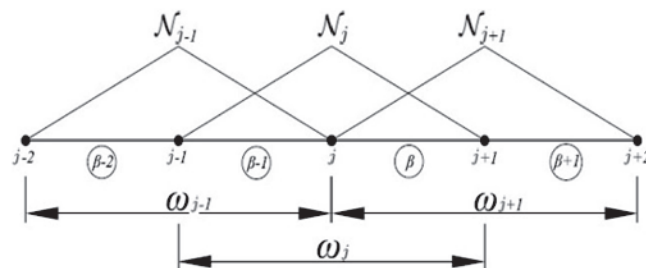


Figure 1 Partition of Unity from finite elements (Alves *et al.* [14])

functions are able to reproduce phenomena observed in specific regions of the analyzed domain.

Results presented by Strouboulis *et al.* [8] and Duarte and Oden [2] showed that the enrichment strategy with functions that reflect the local nature of the solution contributed to improve the quality of the approximation, with the introduction of a relatively small number of degrees of freedom.

In GFEM, the approximation functions are constructed as in the hp-Cloud Method (Duarte and Oden [9]; [10]), where cloud points are distributed arbitrarily and without links to each other, whereas in the GFEM a finite element is adopted for nodal positioning and structuring of the shape functions.

The use of the Partition of Unity (PU) functions (based on the method of Melenk and Babuška [1]) over the mesh of finite elements and its enrichment carried out in a way analogous to the hp-Cloud Method make GFEM an unconventional approach of the FEM and allow it to be correlated with the Meshless Methods.

The strategy used in GFEM consists of enriching PU functions to define alternative shape functions. The standard functions of FEM (such as Lagrangian functions) facilitate the application of the GFEM and, differently from the meshless methods, directly verify the boundary conditions (Barros *et al.* [3]).

In the GFEM the PU functions are constructed in regions called clouds  $\omega_j$ . However, these clouds differ from those of the Meshless Methods and they are constituted by sets of finite elements sharing the nodal points  $x_j$ , according to Figure 1 ( $N_j(x)$  represents the PU functions).

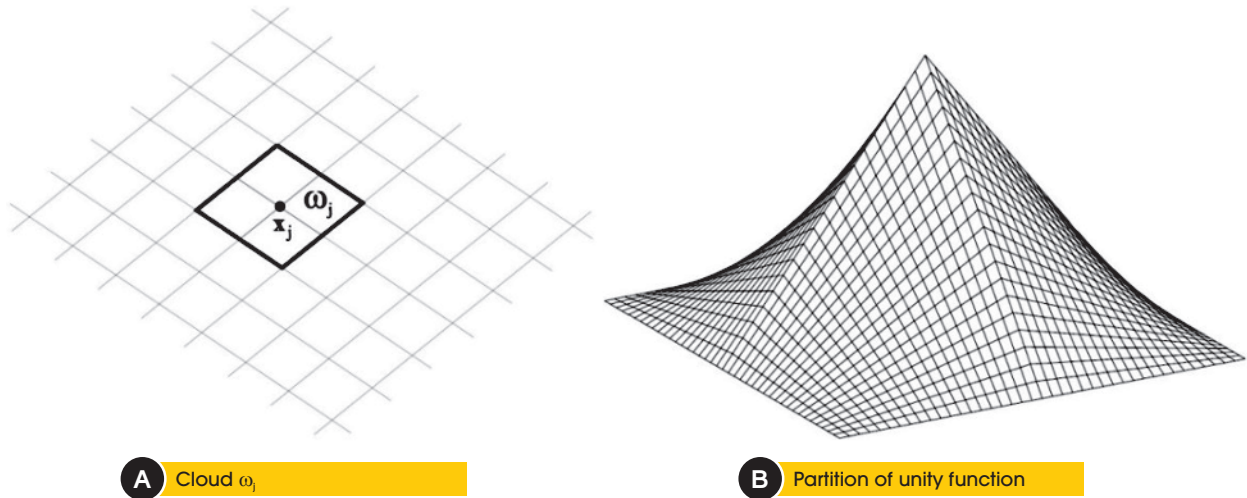
For example, in  $\mathbb{R}^1$  the PU is obtained from linear functions associated with each cloud.

$$\sum_{j=1}^n N_j(x) = 1 \tag{1}$$

The enrichment functions are multiplied by the original PU, guaranteeing the improvement of the quality of the approximation. Aiming to clarify this strategy, it is considered a conventional mesh of finite element defined from a set of  $n$  nodal points  $\{x_j\}_{j=1}^n$ , according to Figure 2(a), in  $\mathbb{R}^2$ . It is defined a patch or cloud  $\omega_j$  formed by all elements that share the nodal point  $x_j$ .

The set of interpolative Lagrangian functions associated with the node  $x_j$  defines the function  $N_j(x)$  whose support corresponds to the region  $\omega_j$ , according to Figure 2(b).

A set of enrichment functions,  $I_j$ , named local approximation func-



**Figure 2**  
Strategy of enrichment of the cloud  $\omega_j$  (Barros *et al.* [3])

tions, is composed by  $q_j$  linearly independent functions defined to each node  $x_j$  with support on the cloud  $\omega_j$ :

$$\mathcal{I}_j = \{L_{j1}(x), L_{j2}(x), \dots, L_{jq}(x)\} = \{L_{ji}(x)\}_{i=1}^q, \quad \text{with } L_{ji}(x) = 1 \quad (2)$$

At the end of the process, the shape functions  $\phi_{ji}(x)$  of GFEM, shown on Figure 3(b), associated with the node  $x_j$  are built through the enrichment of the PU functions by the components of the set  $\mathcal{I}_j$ . Thus, according to equation (3),  $\phi_{ji}(x)$  (Figure 3(b)) can be obtained by the product between the basic functions that form the PU (Figure 2b) and the enrichment functions (Figure 3a).

$$\{\phi_{ji}\}_{i=1}^q = \mathcal{N}_j(x) \times \{L_{ji}(x)\}_{i=1}^q \quad (\text{no summation on } j) \quad (3)$$

The functions in equation (2) can be polynomial or not depending on the problem analyzed. The use of the functions of FEM as the PU simplifies the implementation and avoids, according to Barros *et al.*

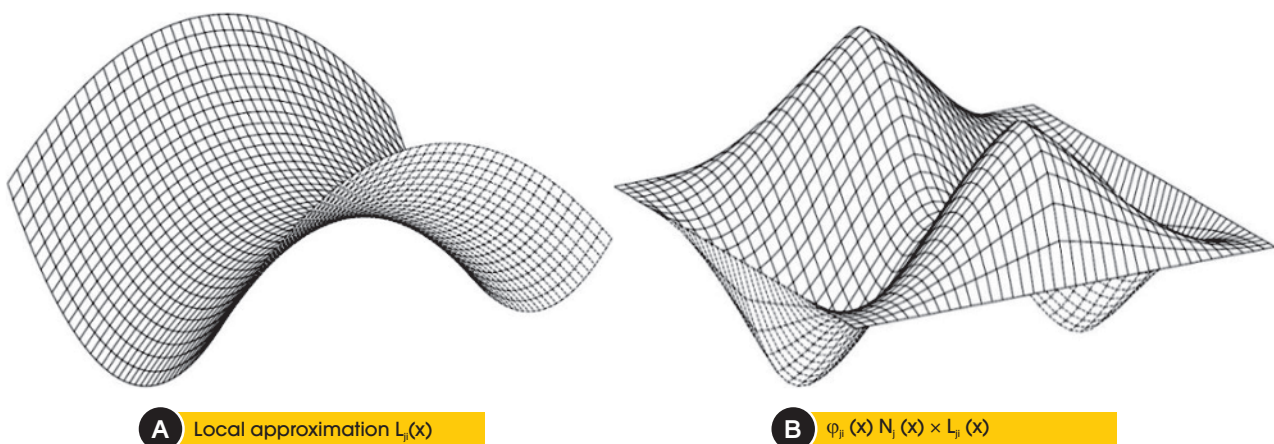
[3], problems related to the numerical integration and to the imposition of the boundary conditions. Thus, a generic approximation  $\tilde{u}$  is obtained by the following linear combination of the shape functions:

$$\tilde{u}(x) = \sum_{j=1}^N \mathcal{N}_j(x) \left\{ u_j + \sum_{i=2}^q L_{ji}(x) b_{ji} \right\} \quad (4)$$

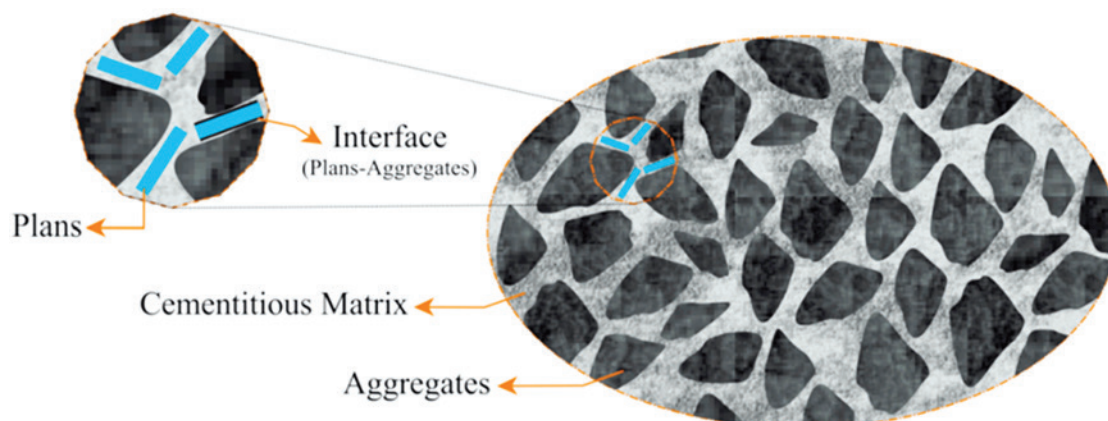
where  $u_j$  and  $b_{ji}$  are nodal parameters associated with standard ( $\mathcal{N}_j$ ) and GFEM ( $\mathcal{N}_j(x) \times L_{ji}(x)$ ) shape functions, respectively. Furthermore, aiming to minimize round-off errors, Duarte *et al.* [2] suggest that a transformation should be performed over the  $L_{ji}(x)$  functions, if they are of polynomial type. In such case, the coordinate  $x$  is replaced as follows:

$$x \rightarrow \frac{x - x_j}{h_j} \quad (5)$$

in which  $h_j$  is the diameter of the smallest circle that circumscribed the cloud  $\omega_j$ .



**Figure 3**  
Strategy of enrichment of the cloud  $\omega_j$  (Barros *et al.* [3])



**Figure 4**  
Association between the plans of discontinuities and the solid concrete microstructure

It is obtained the product function that presents the characteristics of the local approximation function while inherits the compact support of the PU. Among some advantages of the GFEM when compared to the standard FEM, it is possible to mention the enrichment of the approximations to treat specific problems with functions specially defined to this purpose. Thus, the enrichment can be performed in regions of interest in which the behavior is more pronounced without elevating computationally the analysis.

### 3. Anisotropic constitutive models based on the microplane theory

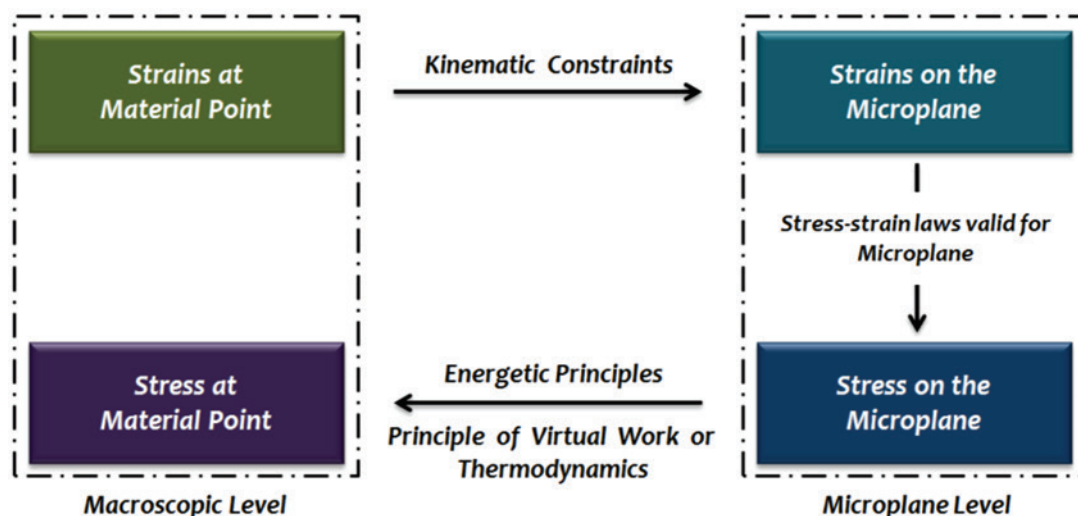
The adaptation of Microplane Theory to concrete structures occurred from the association between solid structure of the heterogeneous material (cementitious matrix with aggregates of different particle sizes) and the existence of multiple plans of discontinuities, positioned at the interfaces of its grains. This association is quite pertinent because of the occurrence and

propagation of microcracks in different directions that lead to an inelastic response of the material. Such propagation generally occurs at the existing interface between the cementitious matrix and the aggregates, as shown in Figure 4.

The formulations of the Microplane Models generally follow three main steps: the projection of the strains in the microplanes, the definition of the constitutive laws and the homogenization process, as can be seen in Figure 5.

The model proposed by Leukart [6], and used in all simulations of this paper adopts: (step 1) a decomposition of the macroscopic strain tensor into its volumetric ( $\epsilon^V$ ) and deviatoric ( $\epsilon^D$ ) components (V-D split); (step 2) that the damage process is the main dissipation mechanism which describes the degradation on the material and that the degradation is evaluated through a single equivalent strain combined with a single damage law; (step 3) that the free energy on the microplanes exists and its integral over all microplanes is equal to the macroscopic free energy of Helmholtz.

Wolenski [11] generalizes the computational implementation of



**Figure 5**  
Synthesis of the microplane models formulation (Leukart [6])

Leukart [6] proposition, in order to allow any microplane equivalent strain measure and any damage law. Such an improvement has been implemented in the context of the Unified Computational Environment, proposed by Penna [12] and Gori *et al.* [13], on the **INSANE**. This system has been expanded by Alves *et al.* [14] with the enclosing the standard version of GFEM formulation with minimum impact in the code structure. Based on this expansion an object oriented design of GFEM to physically nonlinear analysis has been extended by Monteiro *et al.* [15], being used in all simulations of this paper. Further details about the **INSANE** system can be found in **INSANE** Project [16].

The numerical simulations presented in this paper use one of the options of the unified environment for microplane models of the **INSANE** system. Specifically, the simulations uses volumetric-deviatoric strain split proposed by Leukart [6] and the equivalent strain defined by de Vree *et al.* [17], according to:

$$\eta_{Vree} = 3k_1 \varepsilon^V + \sqrt{(3k_1 \varepsilon^V)^2 + \frac{3}{2} k_2 \varepsilon_p^D \varepsilon_p^D} \quad (6)$$

where  $\varepsilon^V$  is volumetric part of the strain tensor,  $\varepsilon_p$  is the p component of the deviatoric strain tensor,  $k_1$  and  $k_2$  are material parameters that relate to tensile and compression strength of concrete and  $\eta_{Vree}$  is equivalent strain measure adopted on the different damage laws such as the exponential, polynomial, and linear laws defined by equations (7), (8) and (9), respectively:

$$d^{mic} = 1 - \frac{\kappa_0}{\kappa} \{1 - \alpha + \alpha e^{\beta(\kappa_0 - \kappa)}\} \quad (7)$$

$$d^{mic} = 1 - \left( \frac{1}{E_0 \kappa} \frac{s f_e \kappa}{\kappa_0} \right) \left( s - 1 + \left( \frac{\kappa}{\kappa_0} \right)^s \right) \quad (8)$$

$$\text{with } s = \frac{1}{1 - \left( \frac{f_e}{E_0 \kappa_0} \right)}$$

$$d^{mic} = \frac{\kappa_u}{\kappa_u - \kappa_0} \left( 1 - \frac{\kappa_0}{\kappa} \right) \quad (9)$$

where  $d^{mic}$  is the damage measure,  $\kappa$  is the current equivalent strain (equation 6),  $\kappa_0$  and  $\kappa_u$  are material parameters that specifies a limit for  $\kappa$  referring, respectively, to the beginning and end of the damage process, while  $E_0$  is the Young's modulus.

The parameter  $\alpha$  is the maximum material degradation,  $\beta$  is the parameter governing the shape of the post-peak branch,  $f_e$  is the equivalent stress related to the material strength limit. They are dimensionless numerical parameters of the constitutive model.

**Table 1**

Material parameters based on the experimental results obtained by Petersson [4]

Young's modulus	Poisson ratio	Uniaxial yield stress	Fracture energy
$E_0 = 30000 \text{ MPa}$	$\nu_c = 0,20$	$\sigma_t \cong 3,0 \text{ MPa}$	$G_f \cong 0,130 \text{ N/mm}$

These formulations are detailed in Wolenski [11] and they were adopted on the numerical simulations presented in Wolenski *et al.* [18].

## 4. Numerical simulations

In this section some numerical simulations are presented aiming to illustrate and to validate discussions about the use of the anisotropic constitutive model, which is able to represent the behavior of concrete structures together with GFEM approach.

These simulations also allow illustrating the use of the GFEM according to the characteristics of the analyzed problem, providing different ways of investigating the problem and performing the relevant numerical simulations, with the choice of the enrichment functions, the nodes to be enriched, the combination of different functions in the same problem, among other possibilities.

For all simulations, the approximation functions of enrichment, with monomials expressed in coordinates x and y, are defined by:

■  $P_0$  (no enrichment):

$$\phi_j^T(x) = N_j(x) \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (10)$$

■  $P_1$  (linear enrichment):

$$\phi_j^T(x) = N_j(x) \begin{bmatrix} 1 & 0 & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right) & 0 & \left( \frac{y-y_j}{h_j} \right) & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right) & 0 & \left( \frac{y-y_j}{h_j} \right) \end{bmatrix} \quad (11)$$

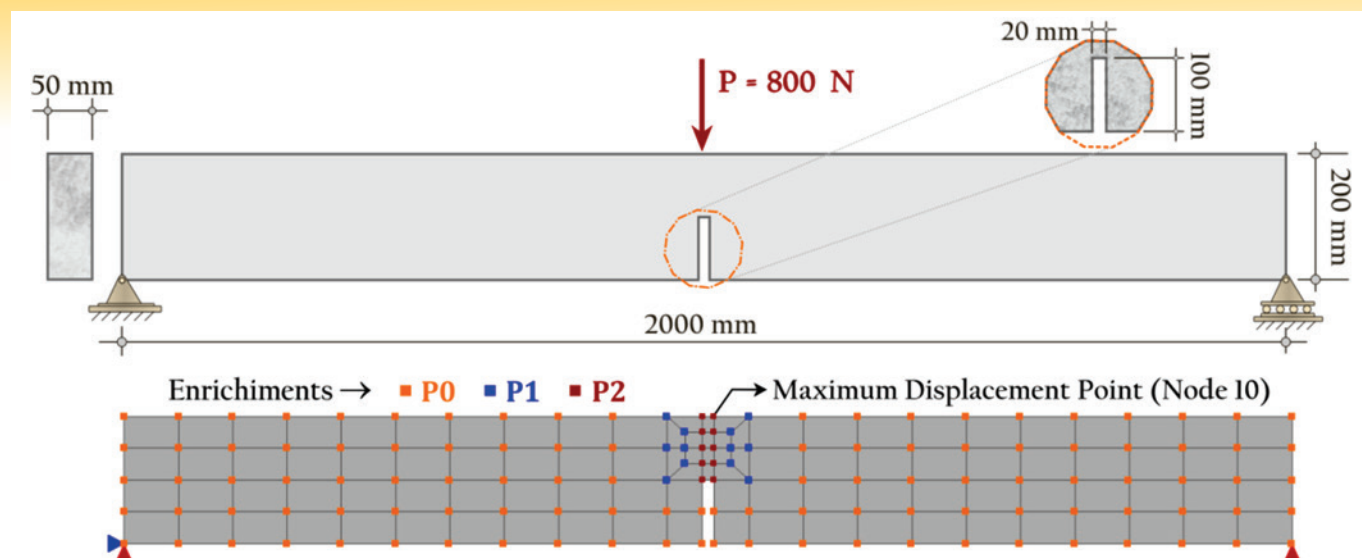
■  $P_2$  (quadratic enrichment):

$$\phi_j^T(x) = N_j(x) \begin{bmatrix} 1 & 0 & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right) & 0 & \left( \frac{y-y_j}{h_j} \right) & 0 \\ 0 & 1 & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right) & \left( \frac{y-y_j}{h_j} \right) & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right)^2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \left( \frac{x-x_j}{h_j} \right)^2 & \left( \frac{y-y_j}{h_j} \right)^2 \end{bmatrix} \quad (12)$$

The solution procedure to nonlinear problems described here is the Newton-Raphson Algorithm and other characteristics of each simulation are detailed in the respective item. The geometry and boundary conditions are illustrated throughout each problem, since the aiming is to use distinct types of elements combined with different enrichment strategies. The results obtained in the simulations are compared with the experimental ones presented in literature.

### 4.1 Three-point bending

Petersson [4] experimentally studied concrete beams subjected to three-point bending. The experimental results obtained by the author were used by Monteiro *et al.* [15] and extended here to compare with the numerical results of the simulations performed with GFEM and FEM approaches.



**Figure 6**  
Three-point bending: geometry and mesh

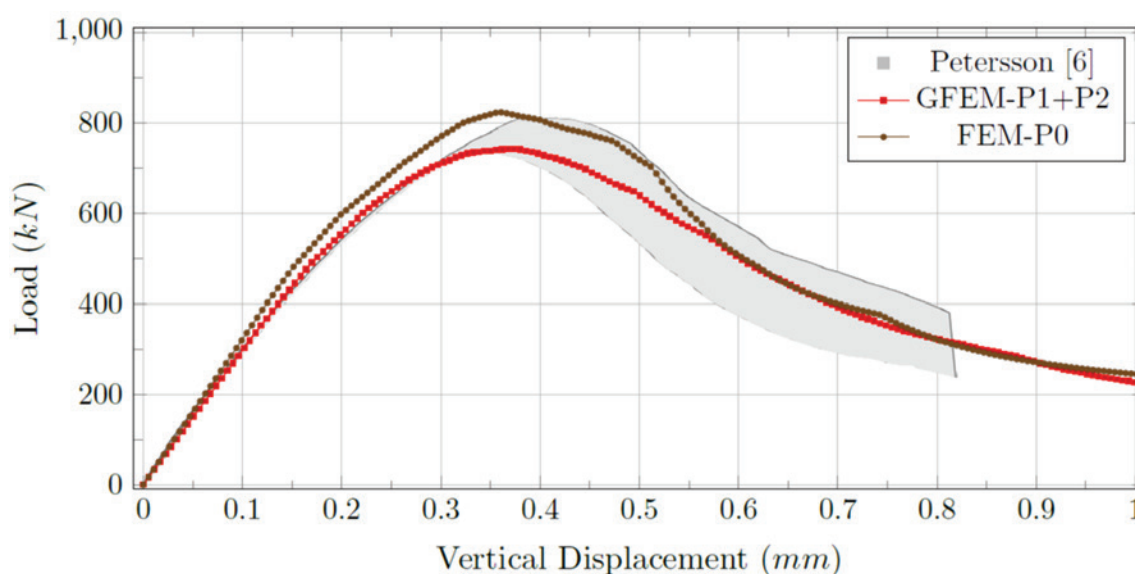
**Table 2**  
Parameters adopted to the simulations for different laws

Exponential damage law		
$\alpha = 0,960$	$\beta = 500,00$	$\kappa_0 = 0,0002$
Polynomial damage law		
$f_e = 5,95$	$E_0 = 30000,00$	$\kappa_0 = 0,000385$
Linear damage law		
$\kappa_u = 0,00460$	$\kappa_0 = 0,000190$	

The material parameters obtained experimentally by Petersson [4] and adopted to the numerical simulations are shown in Table 1. Figure 6 depicts the geometric data of the beam and the mesh of

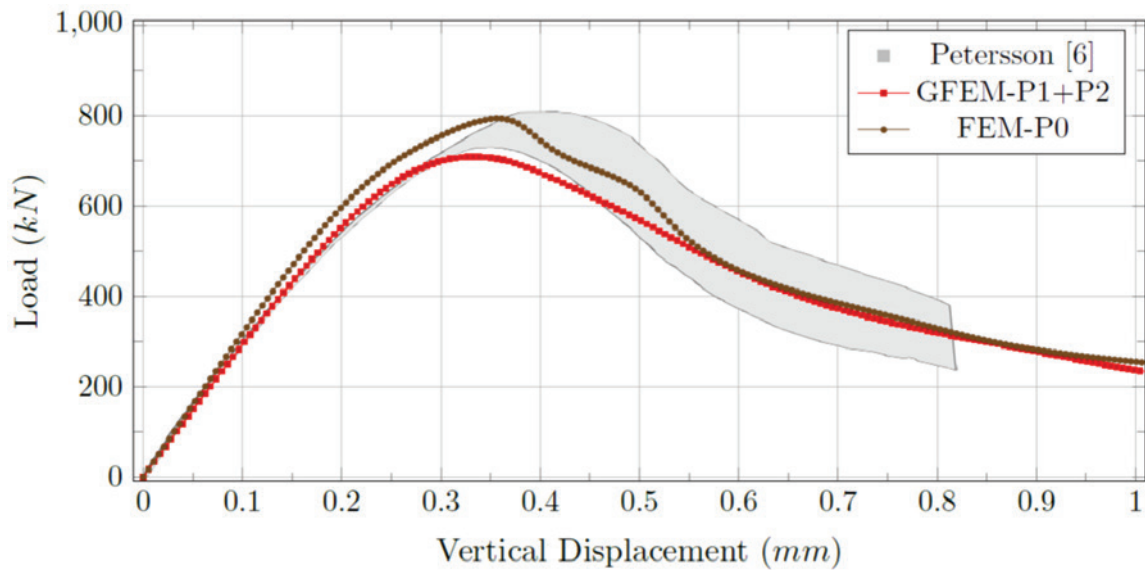
115 four-node quadrilaterals elements (with 4x4 Gauss Quadrature). The numerical simulations are performed with the conventional FEM (260 degrees of freedom and with no enrichment -  $P_0$ ) and with GFEM applying linear ( $P_1$ ) and quadratic ( $P_2$  enrichment functions highlighted at the nodes of the figure (384 degrees of freedom). Table 2 presents the numerical parameters to the different damage laws and they are grouped according to the equivalent strain defined by de Vree *et al.* [17].

In possession of such parameters, the nonlinear analyses have been performed under plane stress conditions and with the adoption of the generalized displacement control method (Yang and Shieh [19]), with initial load factor equal to 0,020, tolerance to convergence of  $1 \times 10^{-4} (\times 100\%) = 0,010\%$  in relation to the norm of the incremental displacements vector, a reference load of  $P = 800\text{N}$  and a secant approximation to the constitutive tensor. Figures 7, 8 and 9 show the equilibrium paths, describing the vertical displacement of the node 10, together with the experimental results obtained by Petersson [4], using different damage laws, according to equations



**Figure 7**  
Simulations using an exponential damage law (equation 7)





**Figure 8**  
Simulations using a polynomial damage law (equation 8)

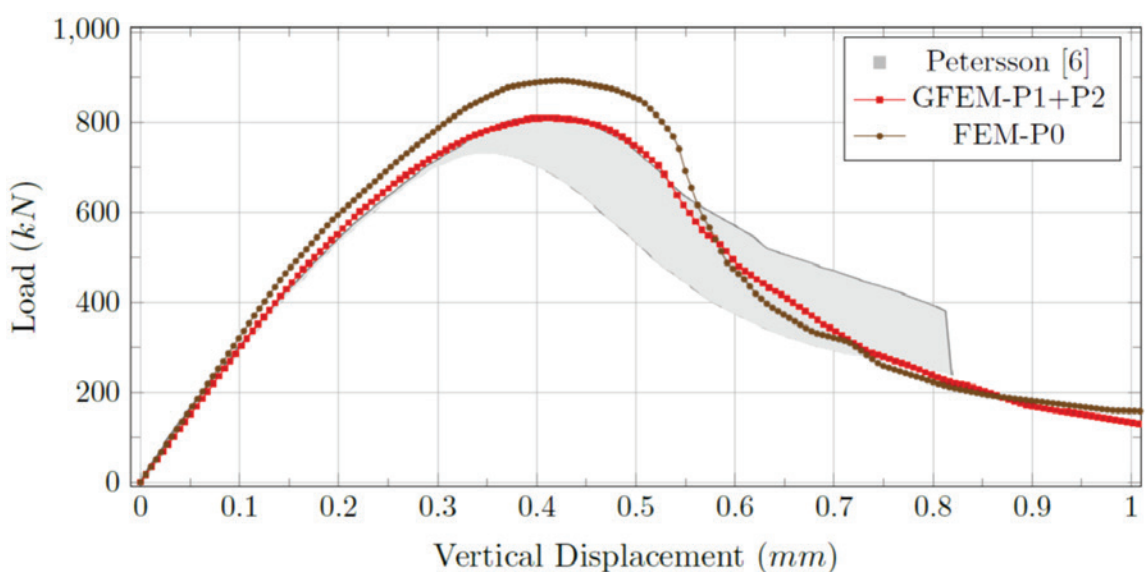
(7), (8) and (9). The equilibrium path GFEM-P1+P2 refers to the trajectory obtained using GFEM approach and the equilibrium path denominated FEM-P0 refers to the trajectory obtained by the FEM approach.

From Figures 7, 8 and 9 it is possible to observe that the GFEM approach provided stability to the equilibrium paths and agreement with those experimentally obtained by Petersson [4]. The enrichment strategy improved the solution around the region where the nonlinear phenomenon happens and it does not require modification in the neighboring elements of that region, as it would be the case to FEM if selective  $h$  or  $p$  refinements are applied.

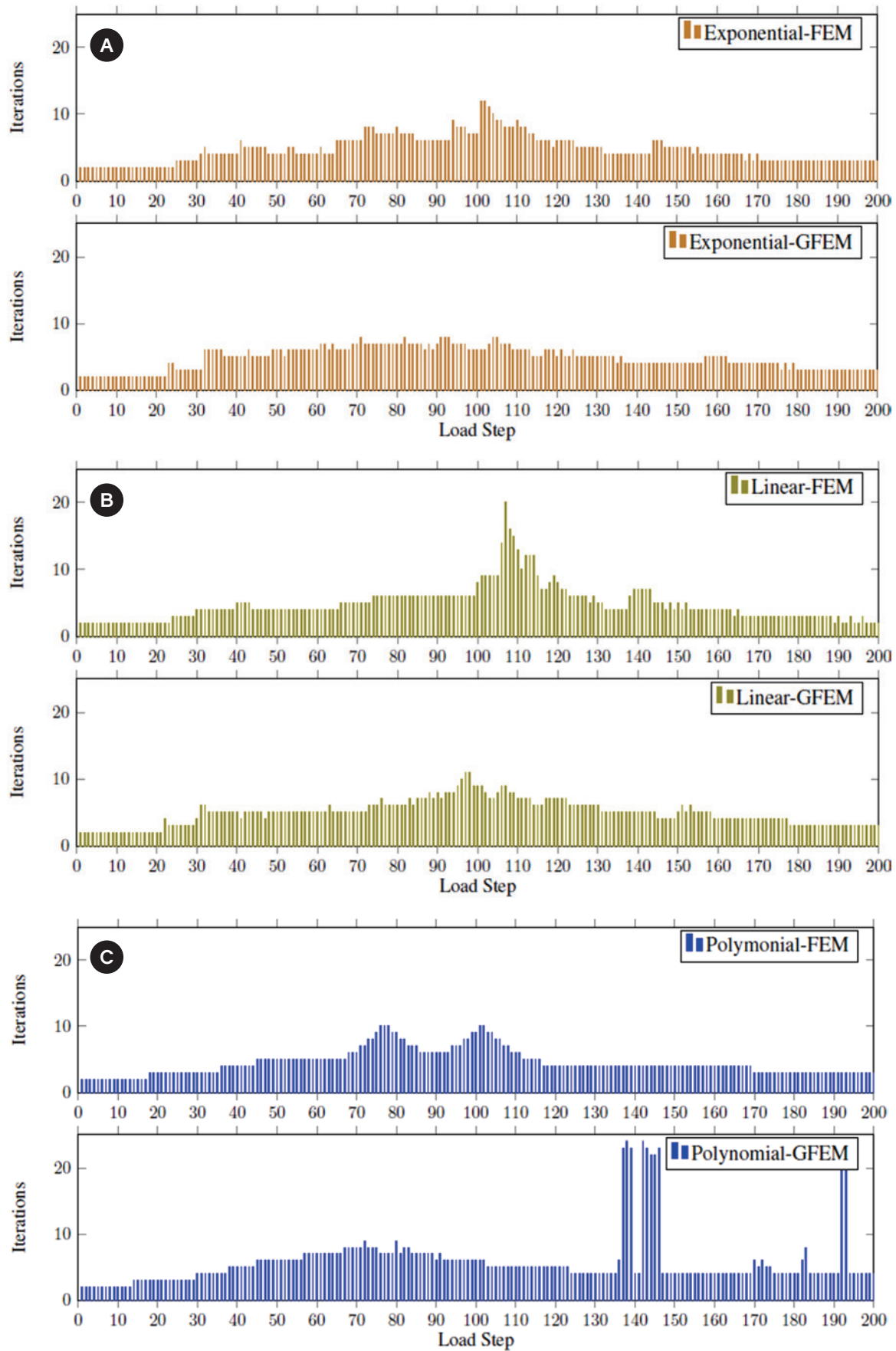
Additionally, it is recognized that the standard FEM analysis pre-

sented a worse description of the equilibrium path due to the poorer discretization adopted. A finer mesh around the notch could provide a better solution. In such case, special attention would be required to avoid problems related to the transition from the bigger to the smaller elements. Another strategy could be using higher order elements on that same region, but the inclusion of irregular nodes lead to a constrained approximation.

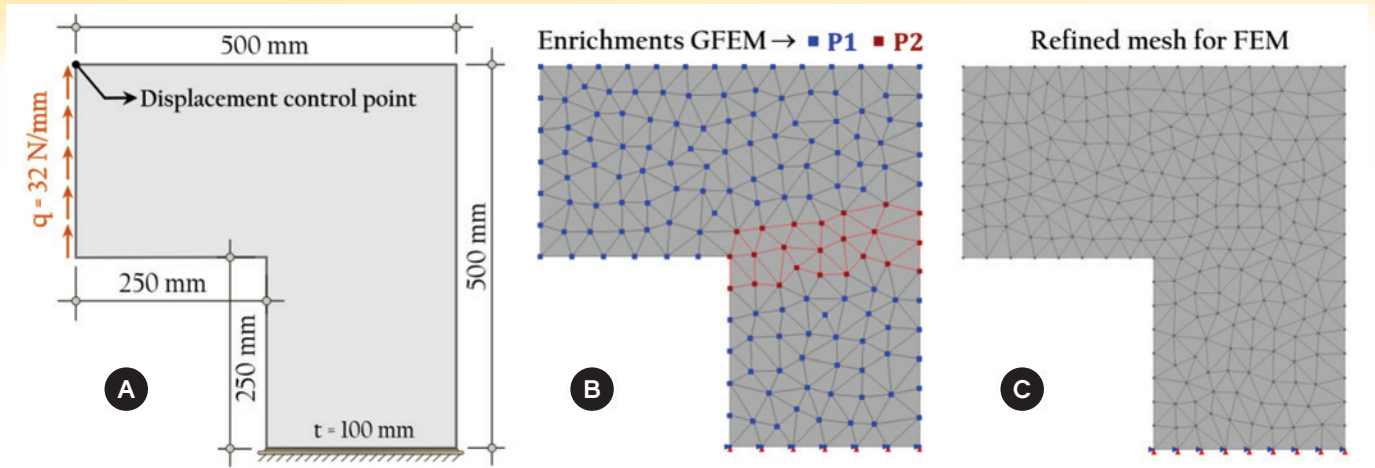
Figure 10 shows the number of iterations to achieve equilibrium for each load step. This figure allows inferring that the number of iterations GFEM does not significantly vary, being smaller in some situations and greater in others.



**Figure 9**  
Simulations using a linear damage law (equation 9)



**Figure 10** Number of iterations per load step: (a) Exponential; (b) Linear and (c) Polynomial damage laws to FEM versus GFEM approach



**Figure 11**  
L-shaped panel: (a) geometry and boundary conditions; (b) mesh for GFEM with enrichment functions; (c) mesh for FEM with no enrichment

**Table 3**  
Material parameters obtained by Winkler *et al.* [5]

Young's modulus	Poisson ratio	Uniaxial yield stress	Fracture energy
$E_0 = 25850 \text{ MPa}$	$\nu_c = 0,18$	$\sigma_1 \cong 2,70 \text{ MPa}$	$G_f \cong 0,065 \text{ N/mm}$

**Table 4**  
Parameters adopted for the simulation of the L-Shaped panel

Exponential damage law		
$\alpha = 0,960$	$\beta = 500,00$	$\kappa_0 = 0,000152$

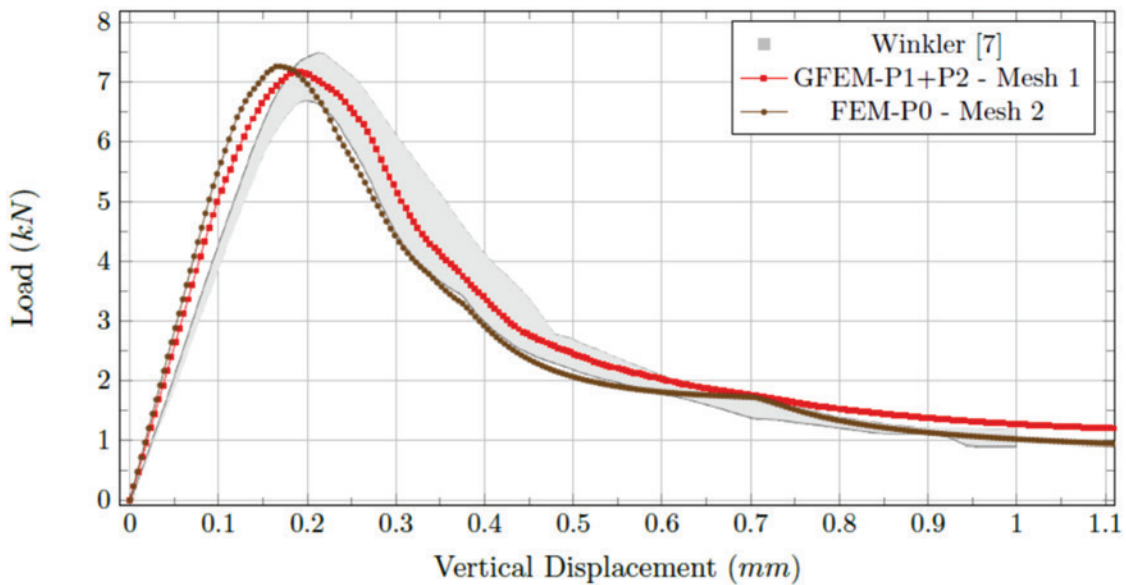
**4.2 L-shaped panel**

The numerical simulations of a L-shaped panel are presented to discuss the influence of mesh refinement and enrichment functions

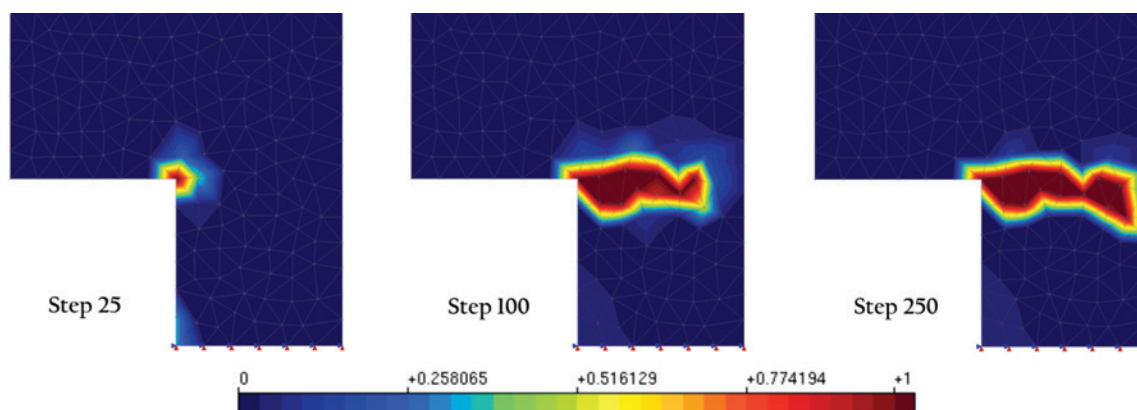
on the numerical response performed with GFEM and FEM approaches, as well as the use of the Microplane Constitutive Model by Leukart [6].

Such simulations are compared with the result presented by Winkler *et al.* [5] that performed experimental tests on concrete panel, according to the geometry and boundary conditions presented in Figure 11(a).

The numerical simulations are performed with triangular finite elements (T3) in the following way: conventional FEM with 410 elements (Figure 11(c)) (476 degrees of freedom and with no enrichment -  $P_0$ ) and GFEM with 278 elements applying enrichments  $P_1$  in 142 nodes and  $P_2$  in 23 nodes from the center corner of the



**Figure 12**  
Simulations for L-shaped panel by Winkler *et al.* [5] using the Microplane Model and an exponential damage law (equation 7)



**Figure 13**  
Variation of damage to an exponential function – mesh 1 (GFEM)

panel, as illustrated in Figure 11(b) (1082 degrees of freedom). It was adopted enrichment functions  $P_2$  for an area with a higher occurrence of damage, in order to achieve the same effect of mesh refinement via FEM in this region. A conventional FEM analysis (Figure 11(c)) was applied considering all nodes without enrichment ( $P_0$ ).

The material parameters experimentally obtained by Winkler *et al.* [5] and adopted to the numerical simulations are shown in Table 3. From Table 3 it was possible to obtain the numerical parameters used in the simulations, according to Table 4.

In possession of such parameters, the nonlinear analyses have been performed under plane stress conditions and it is adopted generalized displacement control method, with initial load factor equal to 0,03, tolerance to convergence of  $1 \times 10^{-4}$  ( $\times 100\%$ ) = 0,010% in relation to the norm of the incremental displacements vector, reference load of  $q = 32$  N/mm and a secant approximation to the constitutive tensor.

Figure 12 shows the numerical results of the displacement control point shown in Figure 11(a), together with the experimental results obtained by Winkler *et al.* [5].

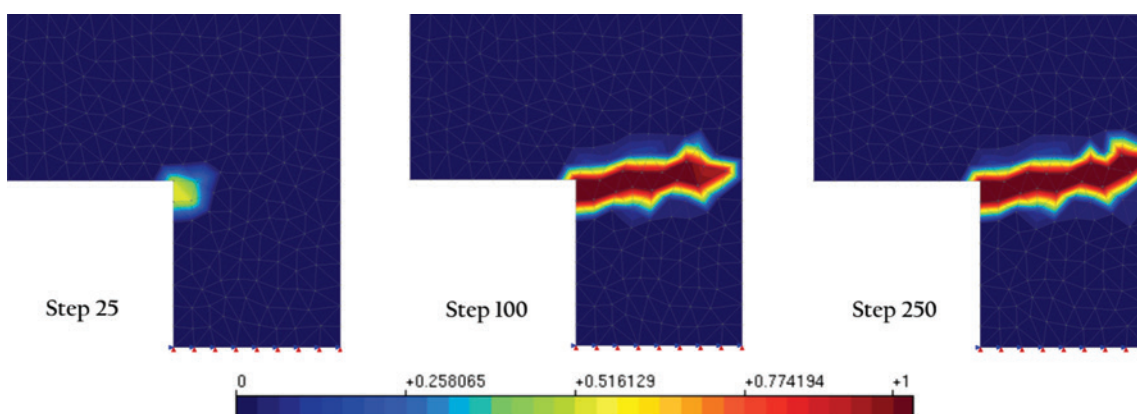
Both results show good concordance with the experimental ones

obtained by Winkler *et al.* [5]. However, it is noted better stability along of the inelastic regime obtained with GFEM approach and the equilibrium path was closer to the experimental result than the equilibrium path obtained with standard FEM. Only the insertion of enrichment functions into the coarser mesh, without the need for refinement, was able to improve the result in relation to the FEM.

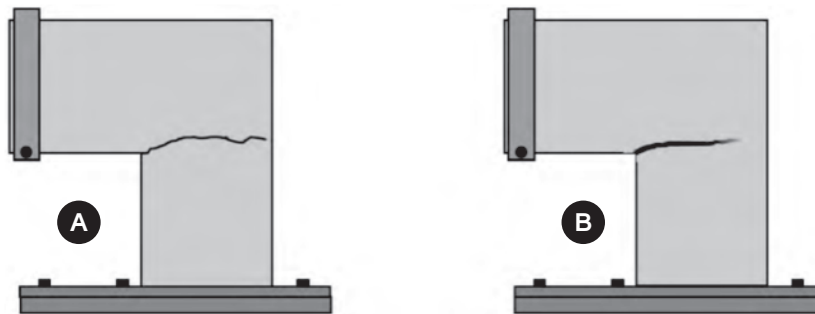
To illustrate the evolution of panel degradation throughout the analysis, the Figures 13 and 14 shows the damage for both meshes 1 (GFEM) and 2 (FEM), respectively.

These figures show that the propagation of damage represents the expected behavior, since the degradation begins in a concentrated manner in the center of the panel and propagates horizontally along of the panel. In this sense, the mesh with a greater refinement presented a behavior slightly closer to that obtained by Winkler *et al.* [5], for the experimental and numerical cases, as illustrated in Figure 15.

The substitution of finite element mesh refinement by GFEM approach proved to be efficient for the problem in question, indicating the flexibility and feasibility of this feature to the physically nonlinear analysis.



**Figure 14**  
Variation of damage to an exponential function – mesh 2 (FEM)



**Figure 15**  
Damage pattern observed by Winkler *et al.* [5]: (a) experimental and (b) numerical

## 5. Final remarks

In this paper a summary of GFEM formulation and of the Anisotropic Constitutive Models, based in Microplane Theory, were made. It was analyzed a concrete beam subject a three-point bending and a L-Shaped Panel, and a computational framework for non-linear analysis by GFEM approach combined with the Microplane Constitutive Model was used.

The obtained results were compared with the experimental ones provided by Petersson [4] and Winkler *et al.* [5] and they showed good agreement in all simulations performed to different damage laws. It was possible to verify the versatility of the GFEM approach in **INSANE** system because of the application of different polynomial enrichment functions combined with different damage laws of the Microplane Model by Leukart [6].

In both simulations (Sections 4.1 and 4.2) the enrichment strategy under the GFEM approach provided stability to the equilibrium paths. The polynomial enrichment strategy provided by GFEM allows improving the quality of the approximation in a very simple and straightforward way, without overloading the analysis with a very refined mesh.

All the simulations demonstrated that GFEM are able to reproduce the results of FEM and even improve the solutions just applying enrichment functions in some nodes of the meshes, allowing varied analysis in which the refinement of the mesh (that can lead to numerically induced strain localization) is not necessary to achieve better solutions. New investigations can be performed aiming to verify the numerical stability of GFEM to the nonlinear analysis, mainly when its application requires enrichments of higher order or a large number of finite elements. Additionally, it is possible to apply other constitutive models and also to apply the GFEM global-local implementation to nonlinear analysis, which is under development.

These aforementioned research themes are among the future works of our research group, aiming to empower the **INSANE** computational platform to solve wider range of the solid mechanics problems. Finally, a data set along within put files of this work can be found at <https://doi.org/10.6084/m9.figshare.5505898> [20], in order to reproduce the results here presented.

## 6. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the important support of the Brazil-

ian research agencies FAPEMIG (in Portuguese “Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais” - Grant APQ-02460-16) and of CNPq (in Portuguese “Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico” – Grants 308785/2017-2 and 308932/2016-1).

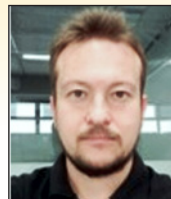
## 7. References

- [1] MELENK, J. M. and BABUŠKA, I. The partition of unity finite element method: basic theory and applications. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. v. 39, p. 289-314, 1996.
- [2] DUARTE, C. A., BABUŠKA I., ODEN, J. T. Generalized Finite Element Methods for Three Dimensional Structural Mechanics Problems. *Computers and Structures*. v. 77, p. 215-232, 2000.
- [3] BARROS, F. B., PROENÇA, S. P. B. and de BARCELLOS, C. S., 2004. On error estimator and p-adaptivity in the generalized finite element method. *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 60, pp. 2373–2398.
- [4] PETERSSON, P. E. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials, Tech Report TVBM-1006, Lund Institute of Technology - Division of Building Materials, Lund, Sweden, 1981.
- [5] WINKLER, B; HOFSTETTER, G.; LEHAR, H. Application of a constitutive model for concrete to the analysis of a precast segmental tunnel lining, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. V. 25, p. 797-819, 2004.
- [6] LEUKART, M. Kombinierte Anisotrope Schädigung und Plastizität bei Kohäsiven Reibungsmaterialien. Ph.D. Thesis, Universität Stuttgart, German, 2005.
- [7] MELENK, J. M., 1995. On Generalized Finite Element Methods. Ph.D. Thesis, University of Maryland, College Park.
- [8] STROUBOULIS, T.; BABUŠKA, I.; COPPS, K. The design and analysis of the Generalized finite element method. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 181, p. 43-69, 2000.
- [9] DUARTE, C. A. and ODEN, J. T. Hp clouds – a meshless method to solve boundary-value Problem. Technical Report TICAM. University of Texas at Austin, 1995.
- [10] DUARTE, C. A. and ODEN, J. T. An hp adaptive method using cloud. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. v. 139, p. 237-262, 1996.

- [11] WOLENSKI, A. R. V. Ambiente Teórico-Computacional Unificado para Modelos Constitutivos: Inclusão de Modelo de Microplanos. Master's Thesis. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brazil, 2013.
- [12] PENNA, S. S. Formulação Multipotencial para Modelos de Degradação Elástica: Unificação Teórica, Proposta de Novo Modelo, Implementação Computacional e Modelagem de Estruturas de Concreto. Ph.D. Thesis. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Brazil, 2011.
- [13] GORI, L., PENNA, S. S., PITANGUEIRA, R. L. S. A computational framework for constitutive modelling. *Computer & Structures*, v. 187, p. 1-23, 2017.
- [14] ALVES, P. D., BARROS F. B., PITANGUEIRA R. L. S. An object-oriented approach to the Generalized Finite Element Method, *Advances in Engineering Software*. v. 59, p. 118, 2013.
- [15] MONTEIRO, A. B.; WOLENSKI, A. R. V.; PENNA, S. S.; BARROS, F. B.; PITANGUEIRA, R. L. S. A computational framework for G/XFEM Material Nonlinear Analysis. *Advances in Engineering Software*, (in press), 2017.
- [16] INSANE Project. '<http://www.insane.dees.ufmg.br/>' (Accessed in October, 2017). The development code is available at the Git repository URL <https://git.insane.dees.ufmg.br/insane/insane>.
- [17] de VREE, J. H. P.; BREKELMANS, W. A. M.; van GILS, M. A. J. Comparison of nonlocal approaches in continuum damage mechanics. *Computer & Structures*, v. 55, p. 581-588, 1995.
- [18] WOLENSKI, A. R. V.; de CASTRO, S. S.; PENNA, S. S.; PITANGUEIRA, R. L. S.; SILVA, B. V.; BARBOSA, M. P. Experimental and finite element analysis of bond-slip in reinforced concrete. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 8, p. 787-799, 2015.
- [19] YANG, Y. B. and SHIEH, M. S. Solution method for nonlinear problems with multiple critical points. *AIAA Journal*, v. 28 (12), p. 2110-2116, 1990.
- [20] WOLENSKI, A. R. V.; MONTEIRO, A. B.; PENNA, S. S.; PITANGUEIRA, R. L. S.; SILVA, B. V.; BARROS, F. B. (2017). Nonlinear Analysis of Concrete Structures Using GFEM Enrichment Strategy with a Microplane Constitutive Model – supporting materials. *IBRACON Structures and Materials Journal*. URL: <https://doi.org/10.6084/m9.figshare.5505898>.

# Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete

## Análise estrutural do compósito de concreto geopolimérico à base de metacaulim



**F. PELISSER**<sup>a</sup>  
pelisser@hotmail.com

**B. V. SILVA**<sup>b</sup>  
dovalesilva@hotmail.com

**M. H. MENGER**<sup>a</sup>  
manuela.hm@hotmail.com

**B. J. FRASSON**<sup>a</sup>  
brunajfrasson@hotmail.com

**T. A. KELLER**<sup>c</sup>  
tchekeller7@hotmail.com

**A. J. TORII**<sup>d</sup>  
ajtorii@hotmail.com

**R. H. LOPEZ**<sup>a</sup>  
rafaelholdorf@gmail.com

### Abstract

The study of alternative binders to Portland cement, such as geopolymer cements, offers the chance to develop materials with different properties. With this purpose, this study evaluated experimentally the mechanical behavior of a geopolymer concrete beam and compared to a Finite Element (FE) nonlinear numerical model. Two concrete beams were fabricated, one of Portland cement and another of metakaolin-based geopolymer cement. The beams were instrumented with linear variable differential transformers and strain gauges to measure the deformation of the concrete and steel. Values for the compressive strength of the geopolymer cement concrete was 8% higher than the Portland cement concrete (55 MPa and 51 MPa, respectively) and the tensile rupture strength was also 8% higher (131 kN) for the geopolymer concrete beam in relation to Portland cement concrete beam (121 kN). Distinct failure mechanisms were verified between the two samples, with an extended plastic deformation of the geopolymer concrete, revealing post-fracture toughness. The geopolymer concrete showed higher tensile strength and better adhesion in cement-steel interface.

**Keywords:** concrete, geopolymer, beam, finite element.

### Resumo

O estudo de aglomerantes alternativos ao cimento Portland, como os cimentos geopoliméricos, contribui para o desenvolvimento de materiais com diferentes propriedades. Com este objetivo, nesta pesquisa, foi avaliado experimentalmente o comportamento de vigas de concreto comparando com modelo numérico utilizando Elementos Finitos. Foram fabricadas duas vigas de concreto, uma utilizando cimento Portland e outra utilizando cimento geopolimérico. As vigas foram instrumentadas com LVDT's e strain gauges para medir a deformação do concreto e do aço. A resistência à compressão do concreto geopolimérico foi 8% superior em relação ao concreto de cimento Portland (55 MPa e 51 MPa, respectivamente) e a tensão de ruptura a flexão também foi 8% superior para a viga de concreto geopolimérico (131 kN) em relação a viga de concreto de cimento Portland (121 kN). Mecanismos distintos de ruptura foram observados, com maior deformação plástica para viga de concreto geopolimérico, mostrando sua tenacidade. O concreto geopolimérico apresentou maior resistência de aderência à tração e maior coesão na interface com a armadura.

**Palavras-chave:** concreto, geopolímero, viga, elementos finitos.

<sup>a</sup> Civil Engineering Department, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brazil;

<sup>b</sup> Civil Engineering Department, Adamantinenses University, Adamantina, SP, Brazil;

<sup>c</sup> Santa Catarina Extreme South University, Criciúma, SC, Brazil;

<sup>d</sup> Graduate Program in Civil and Environmental Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, PB, Brazil.

## 1. Introduction

The growing demand for concretes with higher performance, lower cost and reduced environmental impact has promoted the development of clinker-free alternative cementitious materials [1]. The use of clinker-free materials, including alkali-activated cements (AACs), also referred as 'geopolymers', can reduce the carbon footprint of construction projects when compared to those using conventional Portland cements [1, 2].

Geopolymer cements are increasingly being studied because they present improvements in certain properties compared with Portland cement, namely competitive costs and lower environmental impact [3-6]. Among the main characteristics of this cement, the following should be highlighted: excellent mechanical strength [3] and high temperature (800°C) [7], long-term durability [4], low shrinkage [5], fast setting [4] and acid resistance [8]. The material can be produced using a wide variety of raw materials - do not require materials of high purity and uniformity [9]. Considering these characteristics, the development of geopolymer concretes and their application to elements with structural purpose is a promising field of research.

Numerous studies [3-9] have evaluated the compositions and materials used to produce geopolymers, their curing procedures, general mechanical properties, durability and thermal properties. Geopolymers result from a three-dimensional aluminosilicate network, composed by amorphous to semicrystalline structures [10]. Two main alkali-activated binding systems were established: (i) one composed by silica and blast furnace slag (Si+Ca), (ii) the other based on metakaolin and fly ash (Si+Al) [11]. Blast furnace slag [12], fly ash [13, 14] and metakaolin-based geopolymers [15-17] have been widely studied in the last decade, and results revealed their potential for the construction industry [1, 3]. High compressive strength values, around 60 MPa at 28 days [3, 18] and over 70 MPa at 90 days [19], better cohesion and adhesion of the cement matrix to reinforcement elements [3, 20], are some of its advantageous properties.

The majority of the research papers published focus on the analysis of the micromechanical and mechanical properties of geopolymer paste/mortar/concrete. However, for the employment of geopolymer materials in the construction industry, it is of paramount importance the characterization of the structural behavior of reinforced concrete elements having them as bonding material. However, only a few studies involving the application of geopolymer cements in structural elements had been reported.

Recently, for example, Un, Sanjayan, Nicolas and Deventer [21] tested a geopolymer concrete beam having as goal the study of its cracking and deformation for the slow application of the load. These authors showed that the geopolymer concrete beam strength results are viable for the use as structural elements, however they detected cracking in the curing stage and indicated that further analysis should be pursued. Maranan et al. [22] investigated the structural performance of five GFRP-reinforced beams and compared their results to a steel-reinforced geopolymer concrete beam (the control specimen). As a result, they showed that the bending-moment capacities at concrete crushing failure of the GFRP-reinforced geopolymer concrete beams were 1.2–1.5 times greater than the one of the steel-reinforced geopolymer concrete beam with similar reinforcement ratio.

In this context and in order to contribute to the state of the art of this subject, this paper aims at evaluating the structural performance of reinforced concrete beams whose bonding component is the geopolymer cement. Also, it gives a step forward in utilization of such cement in elements with structural purpose, advancing the work developed by the authors on the characterization of the micromechanical behavior of geopolymer cement pastes/mortars [23]. The main idea here is to identify if the properties of geopolymer cement, such as ductility and tensile strength, contribute to the structural performance of beams. In order to accomplish this goal, first, the mechanical behavior of the geopolymer concrete is evaluated by pursuing compressive strength, steel-concrete bond and elastic modulus experiments. Then, a 4 point bending test is developed in order to measure the structural performance of the geopolymer reinforced concrete beam. In both cases, mechanical characterization of the concrete and of the beam, specimens are fabricated with Portland cement to serve as reference results. Finally, a non-linear finite element model of the geopolymer beam is built using the experimental data (acquired in the geopolymer concrete experiments) and its results are compared to the experimental ones.

## 2. Materials and methods

As it was mentioned in the introduction, we divide the experiments in two steps: (i) characterization of the mechanical behavior of the geopolymer concrete, and (ii) analysis of the structural behavior of reinforced geopolymer concrete beam. For the first step, it is necessary to evaluate the compressive strength, elastic modulus and steel-concrete bond, while the second phase is accomplished with a

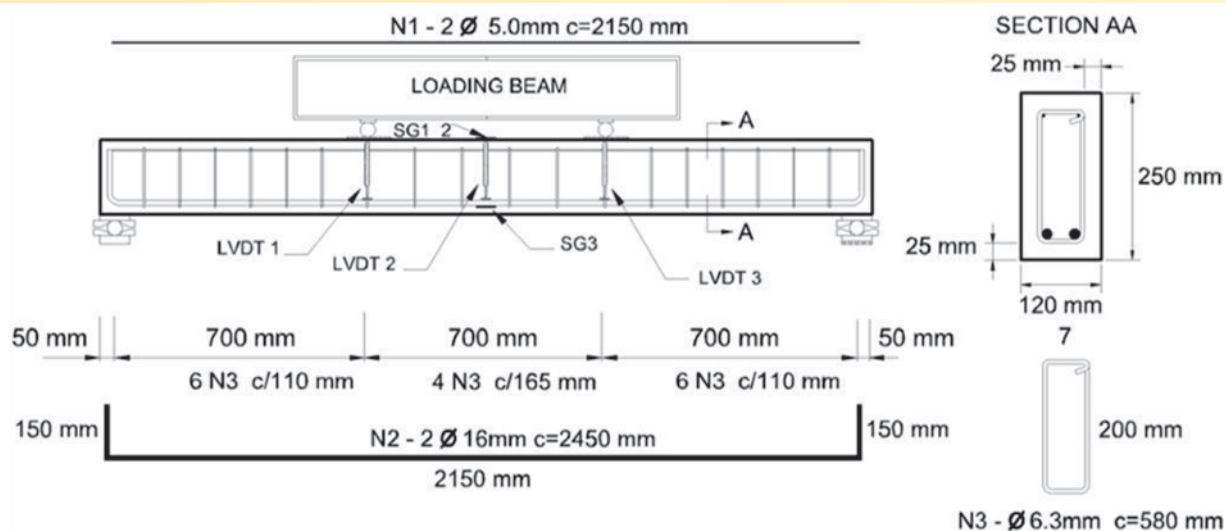
**Table 1**

Composition of concretes used to produce RefBeam e GeoBeam beams

Materials	GeoBeam (in mass)	Materials	RefBeam (in mass)
Geopolymer cement <sup>1</sup>	1	Portland cement	1
H <sub>2</sub> O/MK (g/g)	0.75	w/c ratio	0.40
Sand	3.8	Sand	2.3
Gravel	1.2	Gravel	2.7
Sand+Gravel	5	Sand+Gravel	5
Density (kg/m <sup>3</sup> )	2350	Density (kg/m <sup>3</sup> )	2360

<sup>1</sup>Composition of the geopolimetric cement (wt% - ratios): SiO<sub>2</sub>/Na<sub>2</sub>O = 6.94; SiO<sub>2</sub>/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 3.20; Na<sub>2</sub>O/Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> = 0.46; Na<sub>2</sub>OSiO<sub>2</sub>/NaOH = 1.60 [23]





**Figure 1**  
Schematic representation of bending tests performed with prepared reinforced beams

four-point beam bending test [24]. To create a basis of comparison, in both steps specimens also are fabricated with Portland cement, which are considered as reference results. In the sequence, we first define the composition of the concretes used in this research, and then, we present the details about both experimental steps.

### 2.1 Concrete composition and production

The experimental setup initiates with the data required to produce the concrete. Table 1 gives the composition of the cement and the concretes prepared to produce the specimens for the concrete mechanical characterization as well as the beams. It is important to mention that the reference concrete is produced with Portland cement (RefBeam), while the other uses geopolymer cement (Geo-Beam). In both concretes, Standard sand (NBR 7215 [25]) was utilized. Such a sand is composed of equal mass fractions of four distinct sizes – 0.15-0.3 mm, 0.3-0.6 mm, 0.6-1.2 mm, and 1.2-2.4 mm. Gravel (with a fineness modulus of 4.67 and a maximum diameter of 12.5mm) was also added.

Cement mixing was performed in a 10 L mixer, followed by the addition of the aggregates, and an additional mixing step (in a 20 L

mixer). Cylindrical test specimens measuring 10 x 20 cm Ø were molded for the compressive strength and elastic modulus tests, while for the steel-concrete bond tests, test samples measuring 10 x 10 cm Ø were produced.

### 2.2 Concrete mechanical characterization

The compressive strength determination was evaluated in an electric-hydraulic testing machine, with a 0.5 MPa/s loading rate [26], at curing age of 7, 21 and 28 days. The elastic modulus was determined using the stress/strain curve obtained in the compressive strength test. The elastic modulus was determined by the tangent of the stress-strain curve, for values up to 0.5 MPa [27].

Steel-concrete bond was measured by push-in tests [28]. Ribbed steel rods were used with a nominal diameter (Ø) of 8.0 mm and anchor length 40.0 mm (5Ø). The steel yield strength is 597 MPa and the ultimate stress is 747 MPa, both obtained from a tensile test at a controlled speed, according to the parameters ISO 6892-1:2009 [29]. Two linear variable differential transformers (LVDTs) were positioned on the opposite sides of each test sample to control the relative displacement of the compressed rod in relation to the concrete. The bond strength test was performed in an electric-hydraulic testing machine, with a 0.032 MPa/s loading rate, as recommended by RILEM RC6:1983 [30]. The maximum bond stress ( $\tau_{b, max}$ ) was calculated using equation 1:

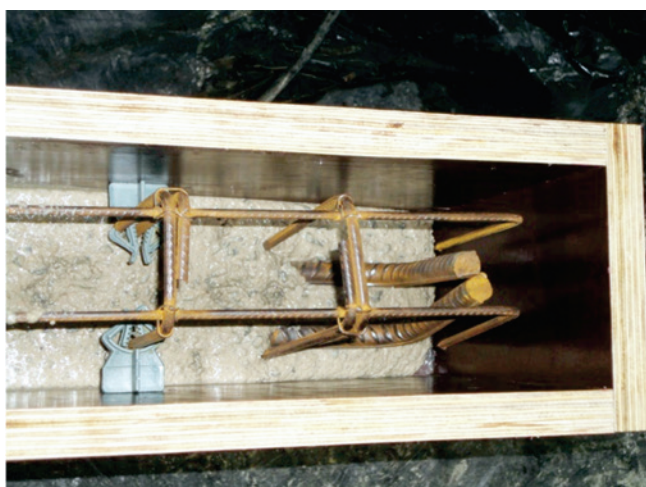
$$\tau_{b, max} = \frac{F_{max}}{\pi \cdot \phi \cdot l_{exp}} \tag{1}$$

where  $F_{max}$  is the maximum load achieved during testing,  $\phi$  is the diameter of the steel rod and  $l_{exp}$  is the length of the experimental anchorage.

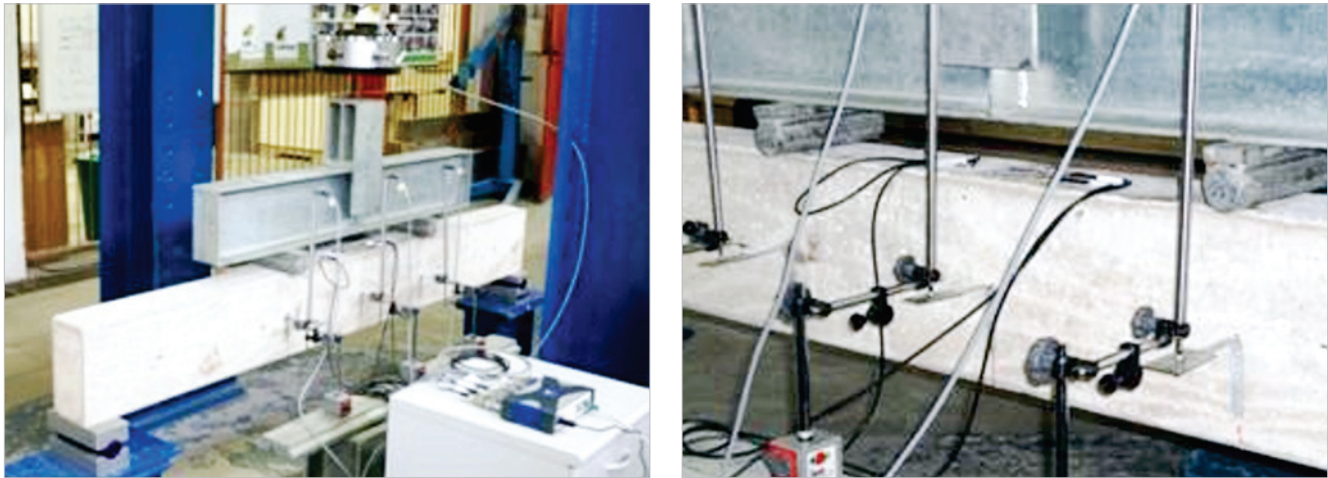
### 2.3 Structural behavior of the beams

The behavior of the geopolymer concrete within a structural element was evaluated using the four-point bending test [24], which is schematically illustrated in Fig. 1. A part of the actual beam is shown in Fig. 2.

The Portland and geopolymer concrete beams tested in this research have the same dimensions - 12 x 25 x 220 cm (width x height x length) – and reinforcement - 16 mm and



**Figure 2**  
Application of Geopolymer concrete in the beam



**Figure 3** (a) Setup experimental of Geopolymer concrete beam; (b) Detail of LVDTs position and bonding of strain gauges in Geopolymer concrete beam

5 mm Ø steel rods were utilized (Fig. 1). The beams were project according to requirements of NBR 6118 [24], i.e. ductile structures. Both concrete beams were cured in ambient, with relative humidity around 60% and temperature of 23 ± 2°C.

The strain gauges were fixed on the steel bars (SG3, Fig 1) at the mid-span of the beam. Two other strain gauges were fixed on the concrete compression cover (SG1 and SG2 - Fig. 1 and 3).

The overall ductility  $\mu_d$  of the beam is calculated by equation 2:

$$\mu_d = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{2}$$

where  $\delta_u$  is the maximum displacement at failure and  $\delta_y$  is the maximum displacement at yield stress (to reach the plastic region – plastic load). The correlation between the applied load and the “ $\phi$ ” curvature formed in the cross-section of the beam, which takes into account the specific deformations measured by the strain gauges (SG) in the steel (SG-T) and in the concrete (SG-C) is given by the equation 3:

$$\phi = \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d} \tag{3}$$

where  $\phi$  is the curvature of the cross-section,  $\epsilon_s$  is the deformation of the steel,  $\epsilon_c$  is the deformation of the concrete in the most compressed fiber of the cross-section, and  $d$  is the distance

from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement.

### 3. Results and discussion

#### 3.1 Mechanical properties of concrete

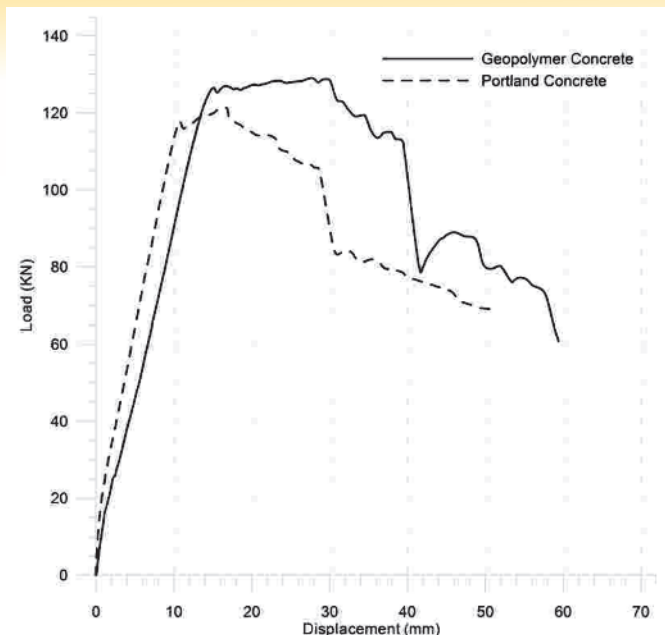
The compressive strength of the geopolymer cement concrete was 8% higher than Portland cement concrete (28 days), achieving 55 MPa and 51 MPa, respectively (Table 2). However, the rate of strength gain of Portland cement concrete was higher than that of geopolymer concrete in the first curing period (up to 7 days), probably because the curing of geopolymer concrete was performed at room temperature (and not as usual thermal curing). The mean value of the elastic modulus of the geopolymer concrete was estimated as 26 GPa, which is very similar to previous results obtained for the same type of metakaolin-based geopolymer mortar [20]. This value is about 45% lower than the one estimated for the Portland cement concrete (48 GPa). This rigidity loss or increase in deformation is characteristic of geopolymer concretes [31] and it has influence of the Si/Al ratio. Low ratio of Si/Al<3 result in three dimensional cross-linked rigid network, whereas a higher ratio of Si/Al>3 results in two dimensional network having linearly linked

**Table 2** Measured mechanical properties of the two concretes

Geopolymer concrete	Compressive strength (MPa)			Elastic modulus (GPa)	Bond strength (MPa)
	7 days	21 days	28 days		
Mean (s.d.)	5.4±0.2	44.5±5.4	55.1±2.2	26.1±0.2	34.1±0.3

Portland concrete	Compressive strength (MPa)			Elastic modulus (GPa)	Bond strength (MPa)
	7 days	21 days	28 days		
Mean (s.d.)	33.5±0.6	49.1±1.6	50.6±1.4	48.1±1.4	26.1±1.0



**Figure 4** Load vs vertical displacement curves of the tested beams, obtained by using the LVDTs

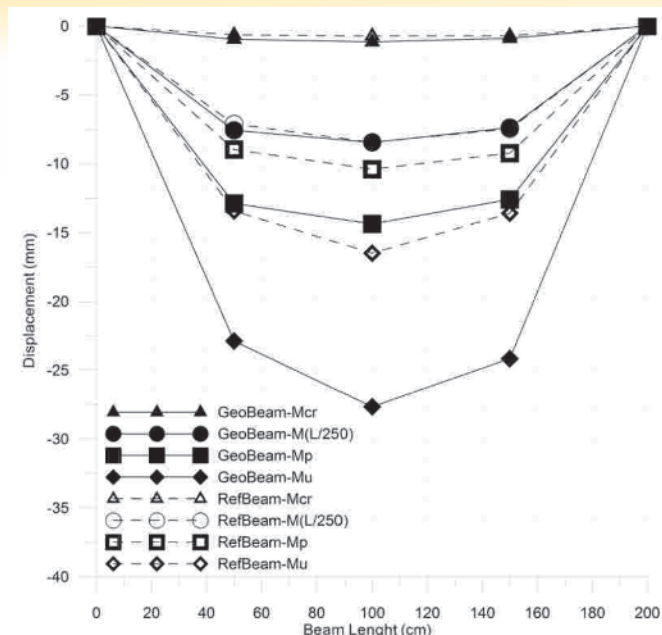
polymeric structures [32]. In this work the molar ratio Si/Al = 3.2 (table1), being between the two zones.

In the steel-concrete bond test, the displacement of the steel rod as a function of the applied load was measured and the bond strength results are in Table 2. The steel rod slippage in the geopolymer concrete was 40% lower than in Portland cement concrete, while the maximum bond stress was 23% higher. All the test samples showed slipping of the steel rod in relation to the concrete and no apparent concrete cracking was observed. The higher value of steel-concrete bond stress obtained in the geopolymer concrete contributes to the decrease in the anchoring length of the reinforced concrete beams. This shorter anchoring length will contribute to structural elements with lower steel consumption per cubic meter of concrete. This fact can generate structural elements more economical in comparison to the Portland cement concrete.

### 3.2 Structural behavior of the beams

Figure 4 shows loading vs. displacement curves of the beams for both concretes. GeoBeam showed a maximum failure load of 131.7 kN (maximum bending moment,  $M_u = 48.9$  kN.m), while the Refbeam reached 121.4 kN ( $M_u = 45.1$  kN.m). The cracking loads were estimated as 17.1 kN (cracking bending moment,  $M_{cr} = 6.9$  kN.m) and 20.4 kN ( $M_{cr} = 8.1$  kN.m), respectively, for the GeoBeam and RefBeam. The maximum displacement at service load (L/250, NBR 6118) [22] was 77.7 kN (Moment at L/250 -  $M(L/250) = 29.1$  kN.m) for the GeoBeam, while it was equal to 98.9 kN ( $M(L/250) = 36.9$  kN.m) for the RefBeam.

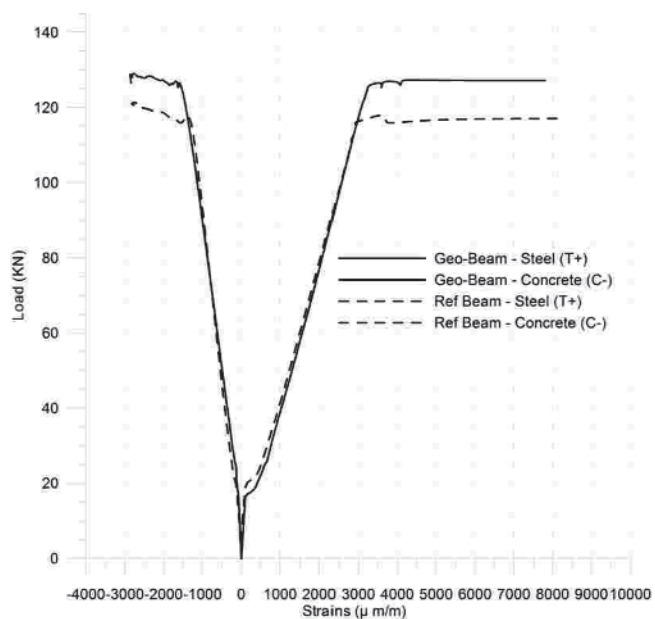
The plasticity load was 127.0 kN (plasticity moment,  $M_p = 47.2$  kN.m) and 116.2 kN ( $M_p = 43.2$  kN.m) for the GeoBeam and RefBeam, respectively. It is important to highlight here that the failure load was 8% greater for the geopolymer concrete beam. The maximum displacement at failure load was equal to 27.6 mm, while for plasticity load was 14.4 mm, which results in an overall ductility factor of 1.92 for the GeoBeam. For the RefBeam, the maximum displacement at failure load was 16.5 mm and for plasticity load was 10.4 mm, which results in an overall ductility factor of 1.59.



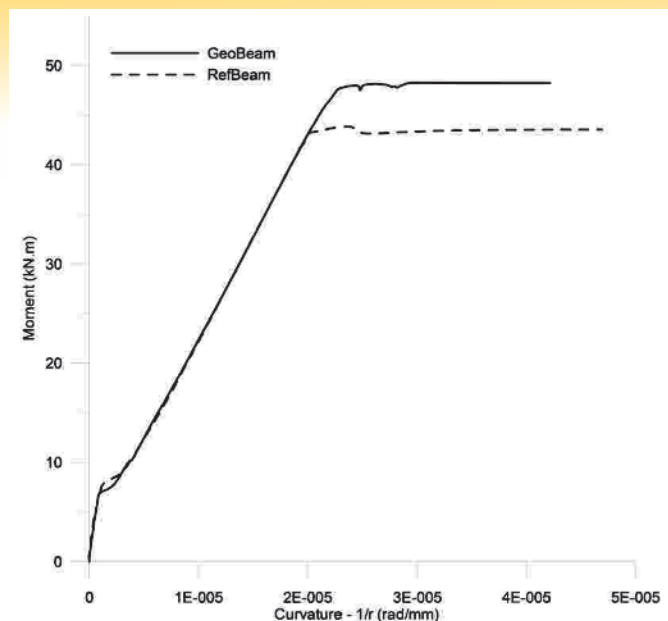
**Figure 5** Vertical displacement along the beams length, measured by the LVDTs during the loading test

Figure 5 shows the elastic line obtained by using the three LVDTs. Taken together, these results revealed that the GeoBeam presents higher plastic deformation (see Fig. 4), leading to higher ductility. This behavior has been observed by other researchers when evaluating the ductility of geopolymer cement composites with fibers [31]. The geopolymer concrete can support higher deformation without failure since it shows higher resistance to crack propagation or higher tenacity. This is revealed for the GeoBeam in the plastic regime (Fig. 4). Despite less rigid than Refbeam, differences in the elastic regime are not very high, i.e. similar behavior in the elastic regime.

Figure 6 presents the specific deformation of the steel (measured



**Figure 6** Separated load vs deformation curves of the steel and concrete components of the two beams



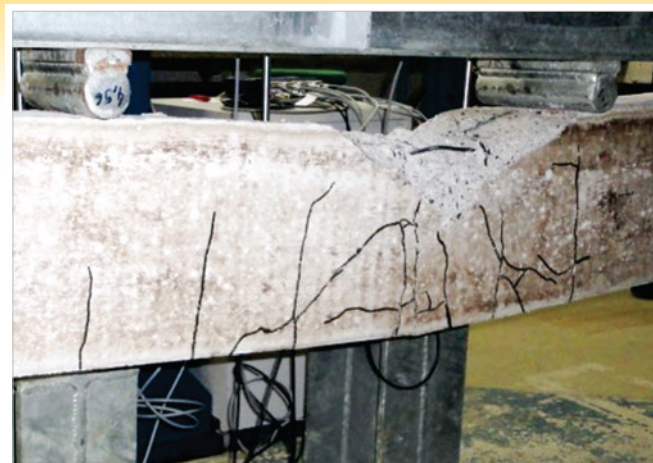
**Figure 7**  
Moment vs curvature curves measured for the tested beams

at the base of the beam) and of the concrete (evaluated on the top of the beam), upon loading in the flexural tensile mode. The deformation at maximum load is rather similar for the two concretes: geopolymer = 2.77%; Portland cement = 2.78%. This is another evidence of the suitability of the geopolymer concrete as a substitute of Portland concrete for selected structural applications. Complementarily, the curvatures “ $\phi$ ” of the beams, measured upon charging until the plasticity loads were equal to  $2.02 \times 10^{-5}$  rad/mm and  $2.28 \times 10^{-5}$  rad/mm for the RefBeam and GeoBeam, respectively (Fig. 7), which shows a rotation capacity higher than 11% for the GeoBeam before the plasticity moment compared with the RefBeam. Figure 8(a) and (8b) shows the behavior of the beams with respect to cracking after rupture, showing a small decrease of the cracking for the geopolymer concrete.

In general, the mechanical behavior of the geopolymer concrete makes it a potential candidate to be applied to structural elements. This concrete has higher bond on steel-concrete interface, ductility and toughness, which improved the structural performance of the beam when compared to the Portland cement concrete beam. Another research demonstrate that fly ash-based geopolymer concrete has excellent potential for applications in the precast industry [33]. Therefore, there is a great potential for geopolymer concrete to be cast in situ [34]. However, more experimental tests, involving numerous variables that influence the execution of structures, so that this material can be used safely.

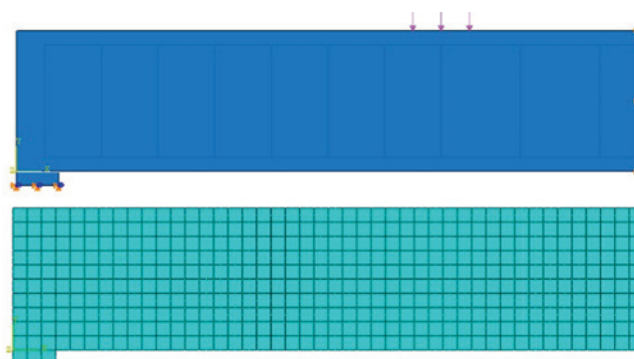
**3.3 Analysis using Finite Element Method (FEM)**

The experimental results were also compared to a Finite Element (FE) nonlinear numerical model, presented in Figure 9. Because of symmetry, only half structure is studied. Both geometrical and physical nonlinearities were taken into account. The steel bars and the concrete were modeled using quadratic truss elements and quadratic plane stress elements, respectively. The support was modeled using a 75 cm length zone composed by rough contact elements, which prevent horizontal slippage, and an elastic basis (the material of the support was assumed elastic since we are not interested in the plastic

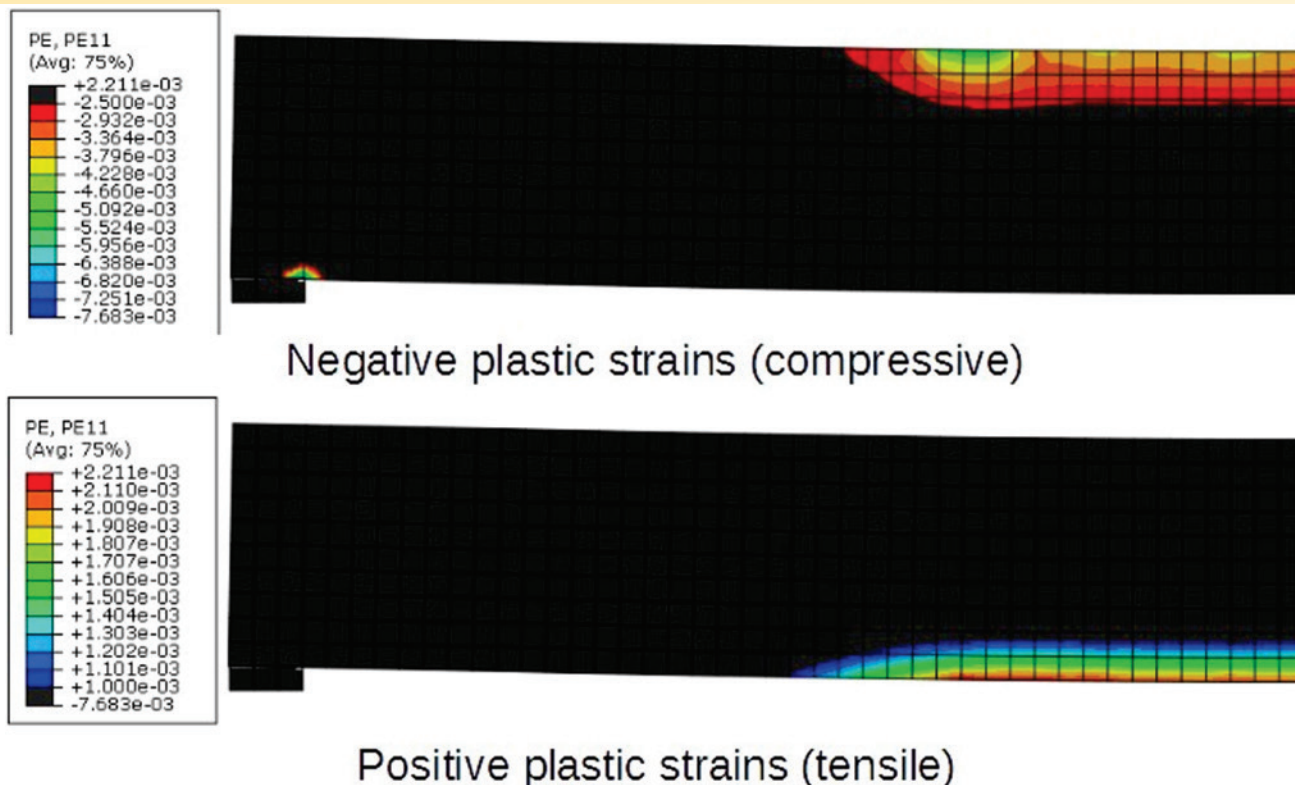


**Figure 8**  
State of the beams after the experiments.  
(a) Geopolymer concrete (b) Portland concrete

response of this part of the structure). The load was applied in a 10 cm length zone in order to prevent stress concentrations. Besides, perfect bond between steel bars and the concrete is assumed (this assumption was observed accurate enough in this case). The properties of the steel and the concrete were the ones obtained in the mechanical characterization experiments. Constitutive behavior of the steel assumes that yielding occurs at 597 MPa and the ultimate stress is 747 MPa. Constitutive behavior of the concrete is made using a smeared crack model. The necessary parameters that were not measured in this work (e.g. concrete response in tension, Poisson’s coefficient) were

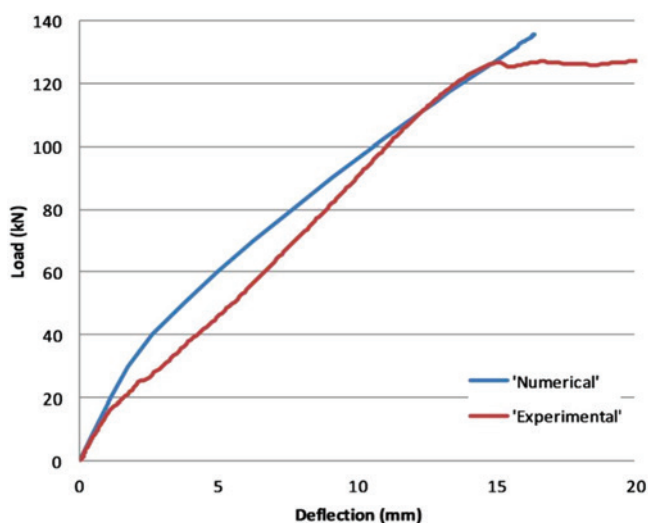


**Figure 9**  
Numerical model



**Figure 10**  
Longitudinal plastic strains

taken as standard values presented by [35]. The positive (tensile) and negative (compressive) longitudinal plastic strains are presented in Figure 10. We note that the lower part of the structure presents tensile plastic strains, while the upper part and a small region close to the support present compressive plastic strains. These results agree with experiments (see Figure 8a), since the concrete was crushed in the upper part of the beam (compressed beyond its resistance). The deflection at mid-span is presented in Figure 11. The ultimate resistance obtained (136.5kN) and the deflection response also indicate an agreement between the experiments and the numerical model.



**Figure 11**  
Deflection at mid-span of Geopolymer concrete beam

#### 4. Conclusions

This research analyzed the structural behavior of a geopolymer concrete beam and compared its results to a cement Portland beam. This analysis began with the characterization of the mechanical behavior of the geopolymer concrete. Then, the structural analysis of the beam with different bonding materials was investigated by a 4 point bending test. Finally, a non-linear finite element model of the geopolymer beam was built using the experimental data acquired in the geopolymer concrete experiments and its results were compared to the experimental ones.

The characterization of the mechanical properties of the geopolymer concrete showed that it has better steel-to-concrete bonding, higher compressive strength at 28 days and lower rigidity than the Portland concrete. The main results of the analysis of the structural behavior were:

- the geopolymer concrete beam is more ductile: ductility coefficient of 1.92 of the GeoBeam, while the Refbeam was 1.59;
- the geopolymer concrete beam reached higher maximum failure load and plasticity load than the Portland concrete structure;
- the geopolymer concrete beam presented higher toughness than the conventional structure.

The finite element model generated with the data from the mechanical characterization of the geopolymer concrete presented reasonable results since the numerical results agreed with the experimental ones.

From the experimental tests carried out on two prototype beams, it was possible to show the potential of the geopolymer concrete for application in structures. The tested beam - more than two years old - is exposed to the external environment, with no signs of leaching or other deterioration. Also, two more beams were tested, in reduced scale, resulting in the same behavior. Despite all manufacturing limitations for applying geopolymer concrete, it is a

material with promising performance, which uses low cost raw materials and industrial waste.

#### Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the *Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico* (CNPq) for providing the financial support for this research (grant number 443573/2014-0 and 302268/2016-2).

## 5. References

- [1] J.L. Provis, A. Palomo, C. Shi, Advances in understanding alkali-activated materials, *Cement and Concrete Research* 78 (2015) 110-125.
- [2] M.C.G. Juenger, F. Winnefeld, J.L. Provis, J. Ideker, Advances in alternative cementitious binders, *Cem Concr Res.* 41 (2011) 1232-1243.
- [3] A. Rashad, Alkali-activated metakaolin: A short guide for civil Engineer - An overview, *Construction and Building Materials* 41 (2013) 751-765.
- [4] K. Komnitsas, D. Zaharaki, Geopolymerisation: a review and prospects for the minerals industry, *Miner Eng.* 20 (2007) 1261-1277.
- [5] P. Duxson, Geopolymer technology: the current state of the art, *J Mater Sci.* 42 (2007) 2917-2933.
- [6] M. Ozel, Cost analysis for optimum thicknesses and environmental impacts of different insulation materials, *Energy and Buildings* 49 (2012) 552-559.
- [7] Z. Pan, J.G. Sanjayan, B.V. Rangan, An investigation of the mechanisms for strength gain or loss of geopolymer mortar after exposure to elevated temperature, *Journal of Materials Science* 44 (2009) 1873-1880.
- [8] F. Pacheco-Torgal, Z. Abdollahnejad, A.F. Camões, M. Jamshidi, Y. Ding, Durability of alkali-activated binders: A clear advantage over Portland cement or an unproven issue?, *Construction and Building Materials* 30 (2012) 400-405.
- [9] R. Chen, S. Ahmari, L. Zhang, Utilization of sweet sorghum fiber to reinforce fly ash-based geopolymer, *Journal of Materials Science* 49 (2014) 2548-2558.
- [10] J. Davidovits, Geopolymers: inorganic polymeric new materials, *J Therm Anal.* 37 (1991) 1633-1656.
- [11] A. Palomo, M. Grutzeck, M. Blanco, Alkali-activated fly ashes: A cement for the future, *Cement and Concrete Research* 29 (1999) 1323-1331.
- [12] J.E. Oh, P.J.M. Monteiro, S.S. Jun, S. Choi, S.M. Clark, The evolution of strength and crystalline phases for alkali-activated ground blast furnace slag and fly ash-based geopolymers, *Cement and Concrete Research* 40 (2010) 189-196.
- [13] S.K. Nath, S. Kumar, Influence of iron making slags on strength and microstructure of fly ash geopolymer, *Construction and Building Materials* 38 (2013) 924-930.
- [14] P. Sukmak, S. Horpibulsuk, S-L. Shen, Strength development in clay-fly ash geopolymer, *Construction and Building Materials* 40 (2013) 566-574.
- [15] V. Zivica, S. Balkovic, M. Drabik, Properties of metakaolin geopolymer hardened paste prepared by high-pressure compaction, *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2206-2213.
- [16] C. Li, H. Sun, L. Li, A review: The comparison between alkali-activated slag (Si+Ca) and metakaolin (Si+Al) cements, *Cement and Concrete Research* 40 (2010) 1341-1349.
- [17] I. García-Lodeiro, A. Fernández-Jiménez, A. Palomo, Alkali-activated based concrete. In: F. Pacheco-Torgal, S. Jalali, J.A. Labrincha, V.M. John, editors. *Eco-efficient concrete*. UK: Woodhead Publishing Limited (2013) p. 26-41.
- [18] X. Guo, H. Shi, W.A. Dick, Compressive strength and microstructural characteristics of class C fly ash geopolymer. *Cement & Concrete Composites* 32 (2010) 142-147.
- [19] S. Songpiriyakij, T. Kubprasit, C. Jaturapitakkul, P. Chindaprasirt, Compressive strength and degree of reaction of biomass- and fly ash-based geopolymer, *Construction and Building Materials* 24 (2010) 236-240.
- [20] T-H Ueng, S.-J Lyu, H.-W Chu, H.-H Lee, T-T Wang, Adhesion at interface of geopolymer and cement mortar under compression: An experimental study. *Construction and Building Materials* 35 (2012) 204-210.
- [21] C.H. Un, J.G. Sanjayan, R. San Nicolas, J.S.J. van Deventer, Predictions of long-term deflection of geopolymer concrete beams, *Construction and Building Materials* 94 (2015) 10-19.
- [22] G.B. Maranan, A.C. Manalo, B. Benmokrane, W. Karunasena, P. Mendis, Evaluation of the flexural strength and serviceability of geopolymer concrete beams reinforced with glass-fibre-reinforced polymer (GFRP) bars, *Engineering Structures* 101 (2015) 529-541.
- [23] F. Pelisser, E.L. Guerrino, M. Menger, M.D. Michel, J.A. Labrincha, Micromechanical characterization of metakaolin-based geopolymers, *Construction and Building Materials* 49 (2013) 547-553.
- [24] NBR 6118 (2014). Project of Concrete Structures; Brazilian Association of Technical Standards: Rio de Janeiro, Brazil. (in Portuguese)
- [25] NBR 7215 (1997). Portland cement: Compressive strength; Brazilian Association of Technical Standards: Rio de Janeiro, Brazil. (in Portuguese)
- [26] ASTM C-1231 (2010). Standard practice for use of unbonded caps in determination of compressive strength of hardened concrete cylinders. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- [27] NBR 8522 (2017). Concrete - Determination of elastic modulus and the stress-strain curve; Brazilian Association of Technical Standards: Rio de Janeiro, Brazil. (in Portuguese)
- [28] B.V. Silva, Proposal of an bond test for the technological control of the compressive strength of concrete, Ph.D. Thesis (Civil Engineering), Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil, 2014. (in Portuguese)
- [29] International Organization for Standardization. ISO 6892-1 (2009). *Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature*.
- [30] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6 (1983). *Bond test for reinforcing steel - 1 - pull-out test*. Paris: CEB.
- [31] B. Nematollahi, J. Sanjayan, F.U.A. Shaikh, Comparative deflection hardening behavior of short fiber reinforced geopolymer composites. *Construction and Building Materials* 70 (2014) 54-64.

- [32] M. S. Reddy, P. Dinakar, B. Hanumantha Rao, A review of the influence of source material's oxide composition on the compressive strength of geopolymer concrete, *Microporous and Mesoporous Materials* 234 (2016) 12-23.
- [33] D. Sumajouw, D. Hardjito, S. Wallah, B. Rangan, Fly ash-based geopolymer concrete: study of slender reinforced columns, *Journal of Materials Science* 42 (2007) 3124-3130.
- [34] M. Reed, W. Lokuge, W. Karunasena, Fibre-reinforced geopolymer concrete with ambient curing for in situ applications, *Journal of Materials Science* 49 (2014) 4297-4304.
- [35] W.F. Chen, *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, New York, 1982.

# Evaluation of the chloride penetration and service life of self-healing concretes activated by crystalline catalyst

## Avaliação da penetração de cloretos e da vida útil de concretos autocicatrizantes ativados por aditivo cristalino



**P. HELENE**<sup>a</sup>  
paulo.helene@concretophd.com.br

**G. GUIGNONE**<sup>b</sup>  
gcgarquiteto@gmail.com

**G. VIEIRA**<sup>b</sup>  
geilma.vieira@gmail.com

**L. RONCETTI**<sup>c</sup>  
leonardo@techcon.eng.br

**F. MORONI**<sup>c</sup>  
nanda.moroni.fm@gmail.com

### Abstract

The main cause of concrete structures deterioration is related to the resistance against the penetration of aggressive agents. Aiming at increase the impermeability and reduce the diffusivity of concrete elements, making it less susceptible to the ingress of chloride ions, the use of crystalline catalyst emerges as a good alternative. Its mechanism of autogenous healing enhances the natural pore-filling process of concrete. The aim of this study is to investigate the influence of the use of crystalline catalyst on the chloride ions penetration and service life prediction of concrete. For the concrete mixtures production, it was used blast-furnace slag blended cement, three different water/cement (w/c) ratios (0.45; 0.55; 0.65), with and without crystalline catalyst, totaling six different mixtures. The concrete specimens were cured in a moist chamber and tested at 28 and 91 days. It was performed tests of compressive strength, rapid chloride permeability (ASTM C1202:12), and silver nitrate colorimetric indicator. The results show that, compared to the reference mixture, the use of crystalline catalyst conserved the compressive strength and reduced the chloride ions penetration up to 30%, increasing service life up to 34%.

**Keywords:** durability, reinforced concrete, chloride ions, crystalline admixture.

### Resumo

A razão predominante da deterioração das estruturas de concreto armado está relacionada com a capacidade de resistência contra a penetração de agentes agressivos. A fim de favorecer a elevação da estanqueidade de elementos de concreto e a redução da difusividade dos concretos, tornando-os menos suscetíveis ao ingresso de íons cloreto, a utilização de aditivo cristalino desponta como opção muito interessante. Seu mecanismo de autocicatrização autóloga potencializa o processo de colmatação natural do concreto. Este trabalho objetivou investigar a influência da utilização desses aditivos autocicatrizantes cristalinos no que tange ao avanço de íons cloreto e à estimativa de vida útil em concretos. Para a produção dos concretos foi utilizado cimento Portland com escória de alto forno, considerando três relações água/cimento (0,45; 0,55; 0,65), sem e com o aditivo cristalino, totalizando seis proporções de materiais. Os corpos de prova foram curados em câmara úmida e ensaiados nas idades de 28 e 91 dias. Foram realizados ensaios de compressão axial, penetração acelerada de íons cloreto, ASTM C1202:12, e ensaios de indicadores colorimétricos com aspersão de nitrato de prata. Após análise efetuada, os resultados demonstraram que, comparativamente ao concreto de referência, o uso do aditivo cristalino resultou na conservação da resistência à compressão em concretos, na redução da penetração de cloretos em até 30%, e, na elevação da vida útil de projeto, VUP, em até 34%.

**Palavras-chave:** durabilidade, concreto armado, íons cloreto, aditivo cristalino.

<sup>a</sup> PhD Engenharia, São Paulo, SP, Brazil;

<sup>b</sup> Civil Engineering Department, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brazil;

<sup>c</sup> Instituto de Educação Tecnológica De Luca Daher, Curitiba, PR, Brazil.



## 1. Introduction

The chloride ions penetration is one of the main mechanisms of deterioration of reinforced concrete structures. This is due, partly, to the possibility of these ions being transported to the interior of the concrete, reaching the steel reinforcement and causing corrosion [1-3]. A preventive measure that can be applied to reduce the entrance of this aggressive agent in the concrete is the use of crystalline catalysts, which induce the pore-filling effect, thus, minimizing the chloride ion penetration.

It is known that in similar conditions of consumption and properties of aggregates, the more porous the concrete and the interconnection between the pores, higher is the penetration of aggressive agents [4]. Additionally, according to Sousa [5], the higher the w/c ratio, higher is the concrete porosity. According to Neville [6], what determines the penetration and movement of the aggressive agents through the concrete is the hydrated paste structure and its chemical and physical characteristics, the superficial concentration of aggressive agents and the environmental conditions.

Due to the need of concretes which are more resistant to the penetration of aggressive agents, especially the chloride ions, it is important to highlight the use of crystalline catalysts. The study of its application in elements of concrete structures exposed to marine environments is relevant for the prevention of pathological manifestations. Thus, becomes crucial the study of these crystalline catalysts in concretes exposed to chloride ions contamination.

The autogenous healing is defined as a self-healing property, where the healing is caused by the concrete hydrated compounds, which can be or not activated. From the microstructure aspect, the autogenous healing is characterized by the use of microcapsules filled with healing agents or by the vascularization of hollow tubes which pump the healing agents [7].

It is worth noting that the autogenous healing mechanism tends to occur by the concrete natural pore-filling due to the chemical reactions (continuous hydration,  $\text{CaCO}_3$  formation) and mechanical actions (loose particles in the cracks or suspended in water), or even due to the self-healing phenomenon caused by active catalysts. The production of self-healing concretes by the autogenous approach is favored by the use of special component, such as the crystalline catalyst [8].

In this context, the crystalline catalyst with self-healing agent, subject of analysis in this study, is defined as a synthetic cementitious material classified as a hydrophilic waterproofing material or also as a hydrostatic permeability reducing admixture. Its reactive compounds combine with the concrete  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  forming crystalline products which disconnect the pores and fill the cracks. It is important to note that the crystalline products can only have a positive

effect when there is enough humidity, since water availability is crucial for the autogenous healing reactions [9].

The admixture active chemical substances use water as a medium of diffusion to migrate and ingress in the concrete capillaries and cracks. The process is based in the precipitation of a chemical reaction, promoted by the catalyst, between the water and the cement hydration byproducts, forming a new insoluble crystalline structure of calcium silicate hydrate (C-S-H), calcium carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ), apatite crystals ( $\text{CaF}_2$ ) and enstatite crystals ( $\text{MgSiO}_3$ ). This crystalline structure fills the pores making the concrete less permeable due to the cracks pore-filling [10].

Researches have evaluated the effect of crystalline catalyst in concretes [11-18]. However, it is relevant to know its potential regarding the mitigation of chloride ions penetration and the increase of service life of concrete structures, characterized, according to Helene [1], by the initiation of corrosion or even by the period in which the chloride ions reach the steel reinforcement in sufficient concentrations to dissolve the steel passivation film. In this study, it will be analyzed the influence of the use of self-healing crystalline catalyst in concretes focusing on chloride ions penetration and service life prediction.

## 2. Materials and methods

### 2.1 Materials

The cement used for the specimens' preparation was blast-furnace slag blended cement, sulfate resistant, CP III 40 RS. Due to its characteristics, this cement has been the most used in the district of Espírito Santo – place where the study was performed. The main reason for its use is the increased resistance against chemical attack, since there are many construction projects close to the sea in the district. The proximity with the sea means salt spray exposure, the main responsible for the chloride ions penetration in concrete structures. It is also worth noting the autogenous healing mechanism promoted by the use of blast-furnace slag cement. Thus, in this context, it is also intended to assess the catalyst efficiency in concretes with high slag content.

The fine aggregate used was quartz sand, previously washed and kiln dried between 105°C and 110°C. As coarse aggregate, crushed rock originated from diabase from the city of Serra-ES was used. Aiming at provide an adequate workability between the different mixtures investigated, it was used a plasticizer chemical admixture of normal setting, which proportion recommended by the manufactures is 0.2 to 2 % of the cement weight.

Table 1 presents the chemical composition of the crystalline catalyst and the cement used.

**Table 1**

Typical chemical composition of the components, in percentage

Components	$\text{SiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	CaO	$\text{K}_2\text{O}$	$\text{Na}_2\text{O}$	MgO	$\text{SO}_3$	LOI
Crystalline catalyst	20.3	1.7	4.3	30.9	0.15	5	19.4	1	-
CP III 40RS	28.22	8.36	1.78	50.01	0.40	0.26	6.05	1.77	2.45

**Table 2**  
Materials consumption by cubic meter of concrete

Mixture	w/c ratio	Materials (kg/m <sup>3</sup> of concrete)						
		Cement	Fine aggregate	Coarse aggregate (4.8 to 9.5 mm)	Coarse aggregate (9.5 to 19 mm)	Water	Plasticizer admixture	Crystalline catalyst
CPIII-40 RS	0.45	398	748	390	728	179	1.19	7.96
	0.55	325	813	390	728	179	0.98	6.5
	0.65	275	857	390	728	179	0.83	5.5

**Table 3**  
Compressive strength and slump test results

Mixtures	Compressive strength at 28 days (MPa)	Slump (mm)	Cement consumption (kg/m <sup>3</sup> )
CPIII - 0.45 without crystalline catalyst	45.2	240	398
CPIII - 0.45 with crystalline catalyst	45.8	200	398
CPIII - 0.55 without crystalline catalyst	42.7	220	325
CPIII - 0.55 with crystalline catalyst	37.6	200	325
CPIII - 0.65 without crystalline catalyst	29.9	60	275
CPIII - 0.65 with crystalline catalyst	29.9	50	275

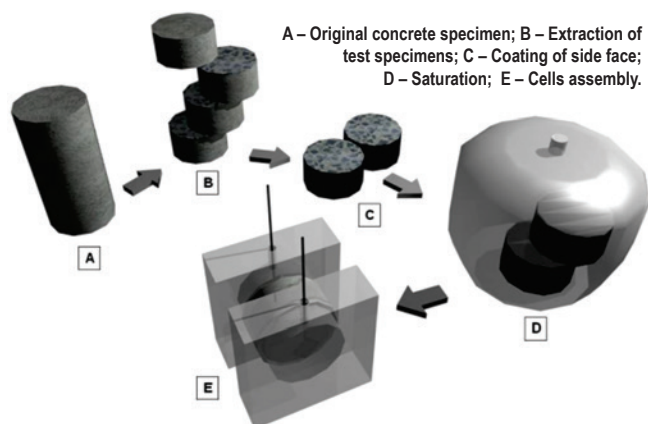
**2.2 Specimens preparation**

Concrete mixtures were produced using a vertical axis mixer at three different w/c ratios (0.45; 0.55; 0.65), with and without crystalline catalyst. Table 2 and 3 show, respectively, the consumption of materials and the test results for characterization and control of the concrete specimens.

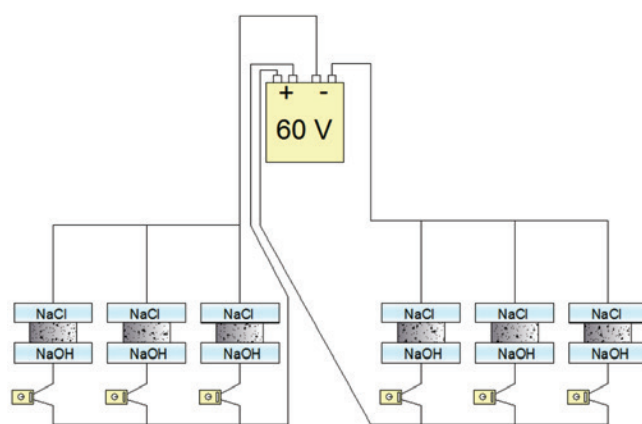
Table 3 presents the results of workability for the different mixtures, and it can be verified that for each w/c pair, with and without crystalline catalyst, the slump values were equivalent.

**2.3 Test procedures**

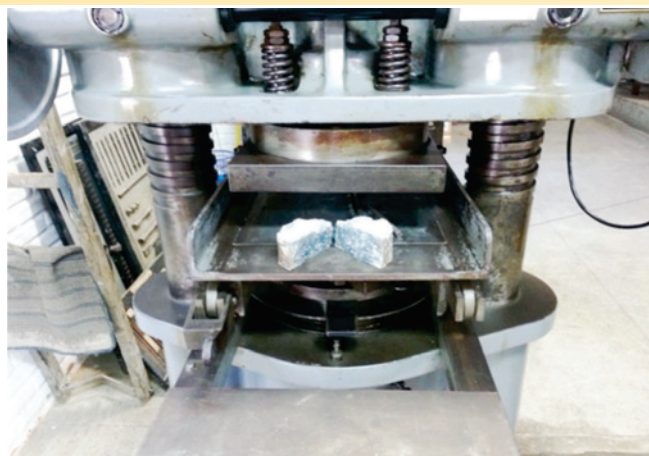
It was performed the rapid chloride permeability test (RCPT) which follows the procedures of Whiting [19] and is recommended by the standard ASTM C1202/12. The cylindrical specimens (51 mm thick and 195 mm in diameter) were exposed in one side to a sodium chloride solution (3% NaCl by mass) and the other to a sodium hydroxide solution (0.3 N NaOH). A potential difference of 60 ± 0.1 V is applied, which generate an electric current and induce the chloride anion to diffuse through the concrete under influence of an electric field. Electric current readings were taken using an ammeter every 30 min, totaling 6 h of test. The electric current multiplied



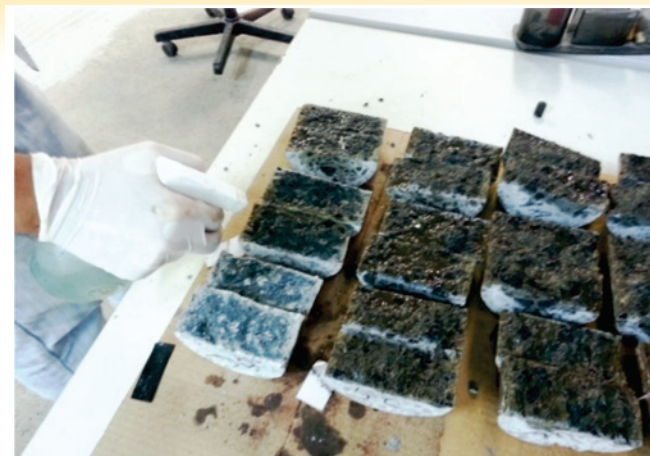
**Figure 1**  
Test procedure



**Figure 2**  
Test graphical representation



**Figure 3**  
Split specimens



**Figure 4**  
Silver nitrate spray

by time, expressed in coulombs (C), indicates the total charge that passed through the specimen and represents the concrete resistance to the chloride ions penetration.

The test procedures were the following. Initially, the specimens were removed from the curing chamber and sawed in 4 parts perpendicular to the vertical axis, being discarded the extremities and used the central parts, procedure statistically validated by Helene e Medeiros [20]. At the following day, the side faces of the specimens were coated with an epoxy resin. A day before testing, the specimens were submitted to vacuum for 4 hours. After 3 hours of removing them from the vacuum, they were submerged in deionized and deaerated water, remaining at this condition for 18h. At the testing day the samples were removed from the desiccator and coupled to the cells. The test procedure and graphical representation are represented in Figure 1 and 2, respectively.

Completed the RCPT, the specimens were sprayed with silver nitrate aiming to verify the final chloride penetration depth. This procedure was proposed by Luping e Nilsson [21]. For this purpose, the specimens were split in half, using the compressive strength

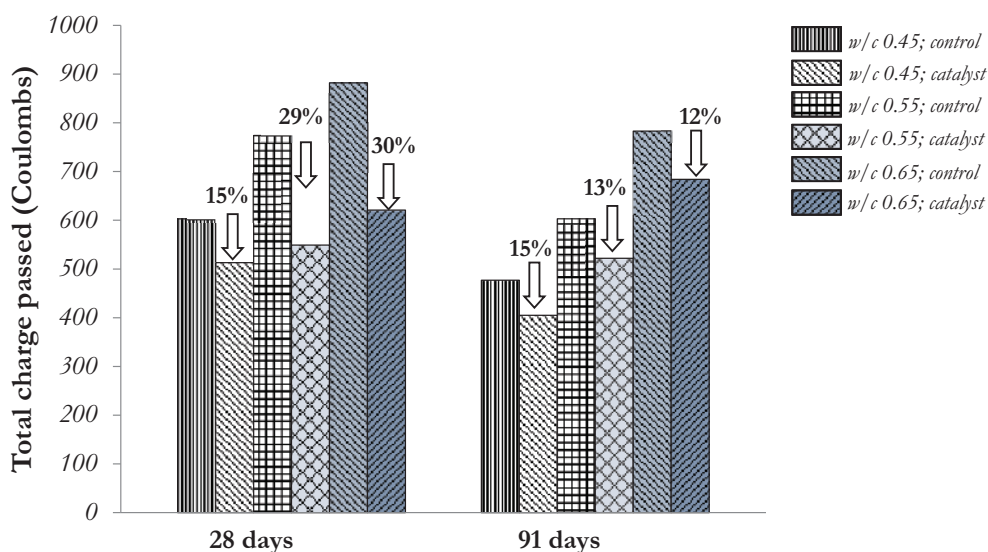
test apparatus, as shown in Figure 3, and later it was sprayed the silver nitrate, as shown in Figure 4.

### 3. Results and discussion

The tests were performed at the specimens at 28 and 91 days of curing, and the results of total charge passed in Coulombs were identified, according to ASTM C1202, as shown in Figure 5.

It can be identified an increase in total charge passed in higher w/c ratio mixtures, and a decrease due to the use of crystalline catalyst. It can also be noted that at higher w/c ratios with the use of catalyst, the results had not changed significantly from 28 to 91 days. It is verified that despite the increase in total charge passed in the mixtures with greater w/c, the values are still considered 'very low' according to the classification table of total charge passed, as presented in Tables 4 and 5.

The 'very low' classification is justified, mainly, by the cement type used and the curing in a moist chamber for 28 and 91 days. The blast-furnace slag blended cement (CPIII-RS) provides a more compact (dense) and durable concrete. The curing in a moist



**Figure 5**  
Total charge passed of the different mixtures

**Table 4**  
ASTM C 1202 Classification

Total charge passed (Coulombs)	Chloride ions penetration
> 4000	High
2000 - 4000	Moderate
1000 - 2000	Low
100 - 1000	Very low
< 100	Insignificant

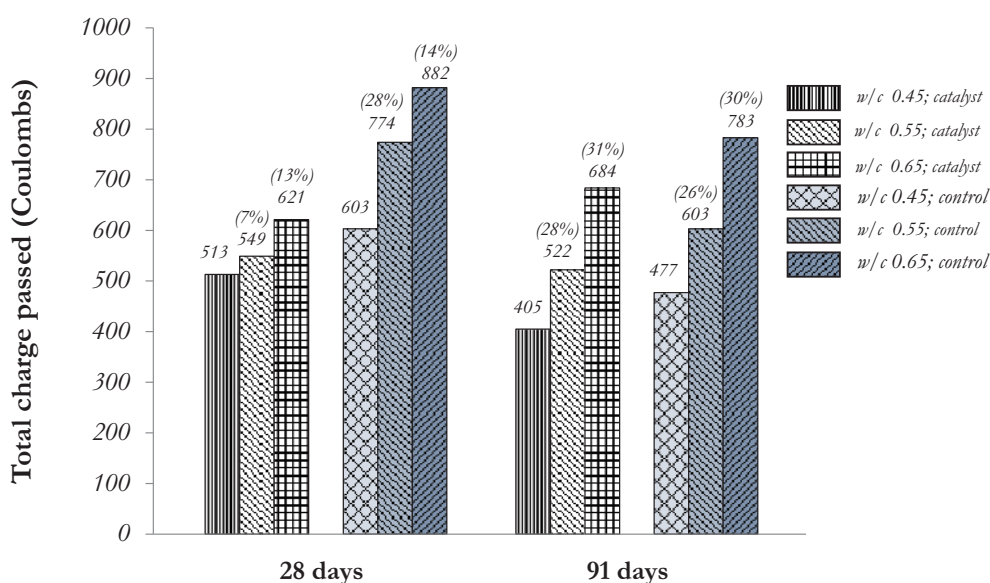
chamber is a process that provides greater strengths and durability comparatively with the open air curing [22]. It can be observed, in Figure 6, the influence of the w/c ratio with and without crystalline catalyst.

It is noted that for 28 and 91 days an increase of charge passed with the growth of w/c ratio in concrete with and without catalyst (Figure 6). At 91 days, with the varying w/c ratio, it can be noted a constant increase of around 30%.

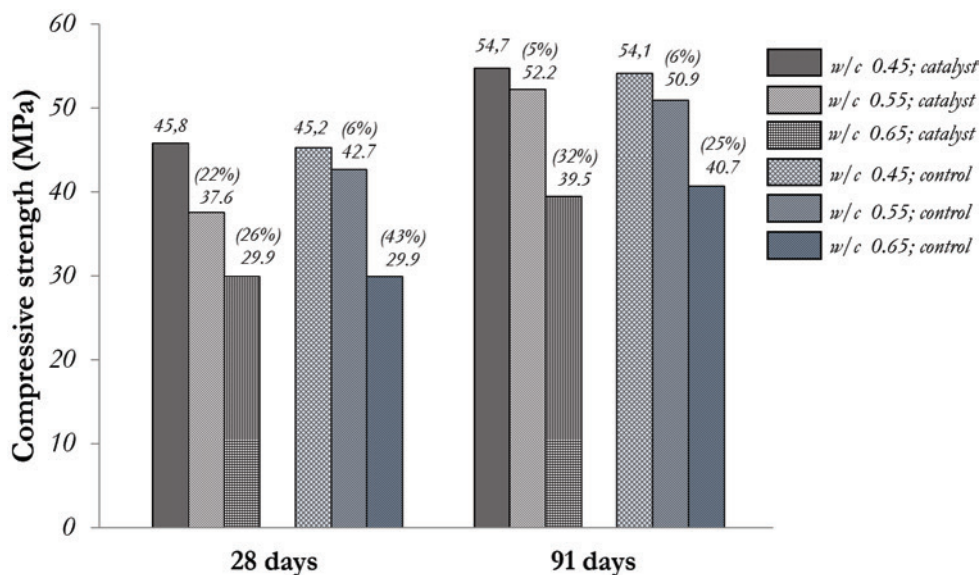
It is worth mentioning that, despite the similar rise of charge passed with the increase of w/c ratios, at 28 and at 91 days, it is observed smaller changes at 28 days due to catalyst use, comparatively with

**Table 5**  
Concretes classification

W/c ratio	Catalyst	Age (days)	Total charge passed Q (Coulombs)	Compressive strength (MPa)
0.45	With	28	513	45.8
	Without	28	603	45.2
0.45	With	91	405	54.7
	Without	91	477	54.1
0.55	With	28	549	37.6
	Without	28	774	42.7
0.55	With	91	522	52.2
	Without	91	603	50.9
0.65	With	28	621	29.9
	Without	28	882	29.9
0.65	With	91	684	39.5
	Without	91	783	40.7



**Figure 6**  
Influence of catalyst use on total charge passed



**Figure 7**  
Influence of catalyst use on compressive strength

the same w/c ratio increase at 91 days. The mentioned above can be due, probably, to the products of the concrete pores crystallization mechanism reacting with the concrete microstructure at early ages.

### 3.1 Compressive strength

In figure 7, it can be observed the compressive strength test results obtained from the variation of age, w/c ratios and use of crystalline catalyst.

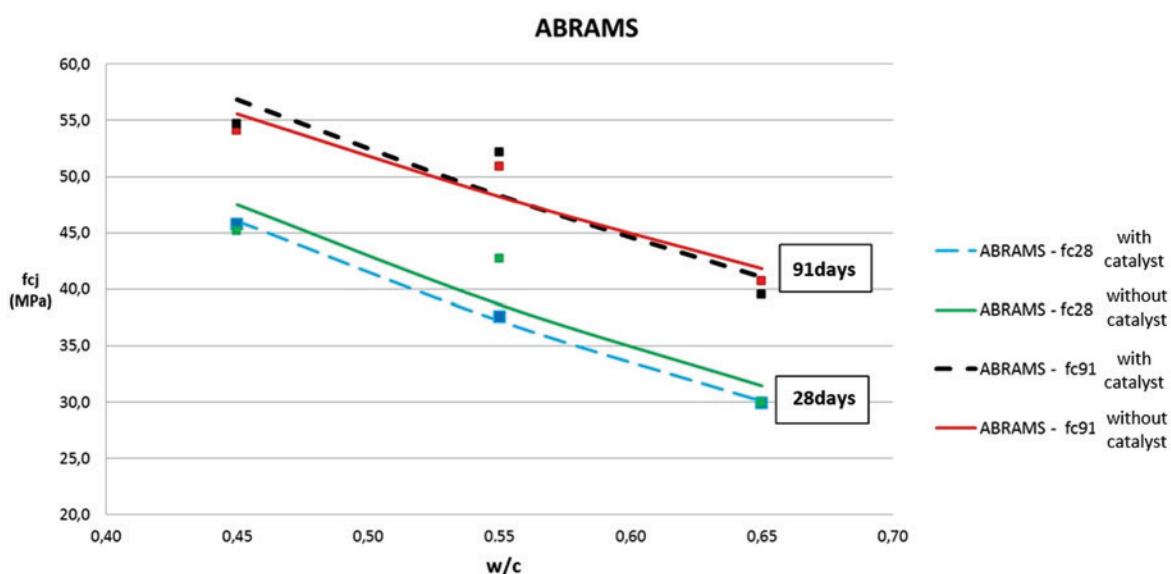
By processing the results according to the least squares method it can be obtained the characteristic curves of the Abrams' law

[23], as shown in Figure 8. From this figure, it can be noted that the use of crystalline catalyst do not hinder the concrete compressive strength.

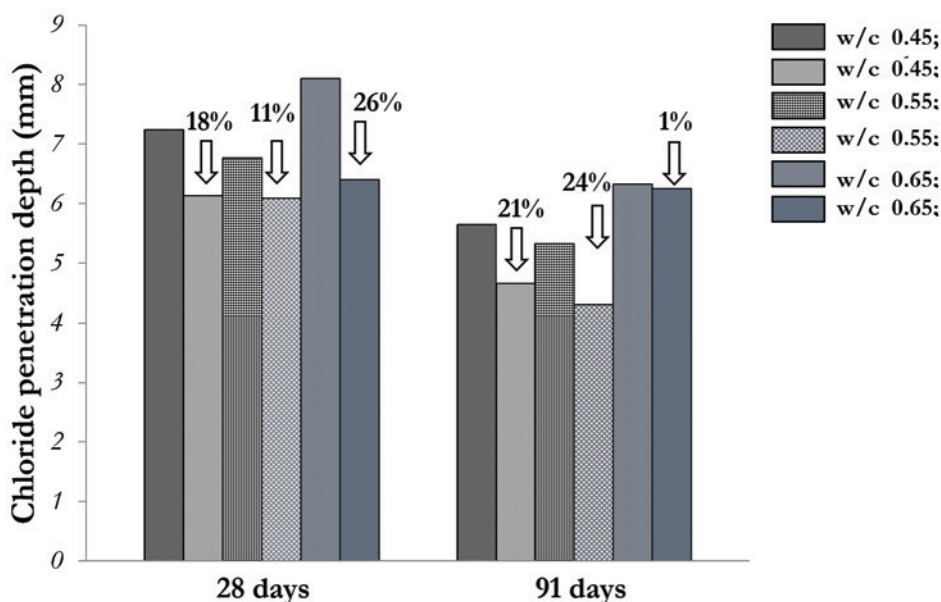
### 3.2 Chlorides penetration - colorimetric test

Completed the RCPT (ASTM C1202) at the 28 and 91 days specimens, they were split and sprayed with silver nitrate, and the results can be seen in Figure 9.

From the exposed results (Figure 9) it can be identified a rise in the chloride penetration depth with the increase of w/c ratio from



**Figure 8**  
Characteristic curves of Abram's law



**Figure 9**  
Chloride penetration depth at the different mixtures

0.45 to 0.65. It can also be noted a reduction in the penetration depth with the use of the crystalline catalyst, with average values, generally, 20% lower.

### 3.3 Chloride diffusion coefficient

Aiming at analyze the results of chloride apparent diffusion coefficient it can be adopted the recommendation of Berke and Hicks [24], where the correlation between the total passed charge and chlorides diffusion coefficient are considered. The model proposed by Berke and Hicks [24] can be adopted to estimate the project service life of reinforced concrete structures (time to initiate the reinforcement depassivation by chlorides), and also the formation of cracks in concretes subjected to an environment with salt spray. Due to the exposed, it was proposed the Equation 1 to derive empirically the chloride diffusion coefficient estimate using the results of total charge passed related to the RCPT (ASTM C1202). This equation was adopted by other authors such as Helene and Medeiros [25] and Andrade and Whiting [26].

$$C_{da} = 0,0103 \times 10^{-8} Q^{0,84} \tag{1}$$

Where:  $C_{da}$  = Chloride apparent diffusion coefficient ( $cm^2/s$ );  $Q$  = total charge passed (Coulomb).

From the chloride diffusion coefficient determined by the method proposed by Berke and Hicks [24] and adopting the Fick's second law of diffusion in the non-steady-state, it is possible to build to draw a graph relating the chloride penetration depth with the service life of the structure.

For the service life prediction, it was used Equations 2 and 3 developed from the Fick's second law [27-29].

$$P_{Cl} = 2(z)\sqrt{Dt} \tag{2}$$

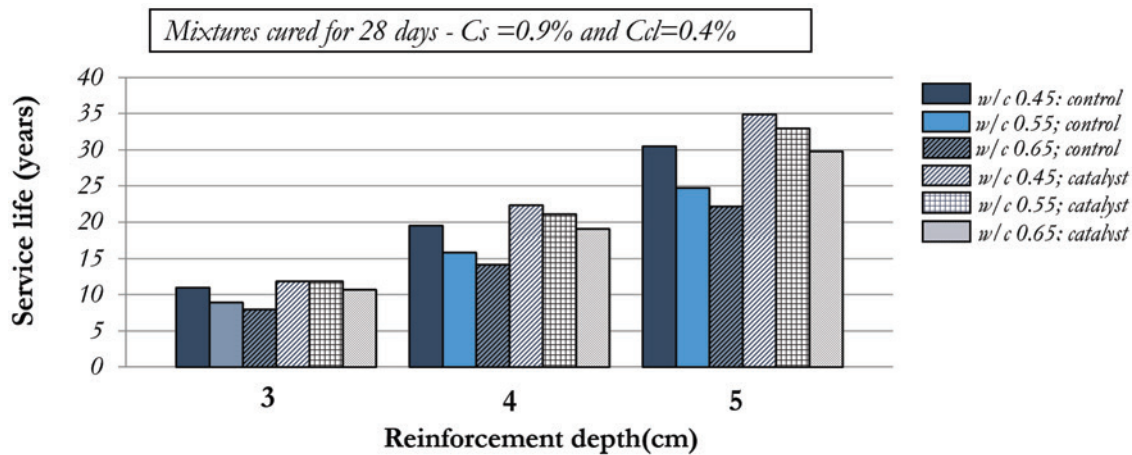
$$\text{erf}(z) = 1 - \frac{C_{Cl} - C_0}{C_s - C_0} \tag{3}$$

Where:  $D$  is the chloride diffusion coefficient ( $cm^2/year$ );  $t$  is the service life (years);  $\text{erf}(z)$  is the Gauss error function;  $P_{Cl}$  is the chloride penetration depth in which the chloride concentration reached a critical point for depassivation of reinforcement ( $cm$ );  $C_0$  is the initial chlorides concentration inside the specimens (adopted 0 %);  $C_s$  is the chlorides concentration in the specimens surface (%);  $C_{Cl}$  is the chlorides concentration limit for depassivation of reinforcement by chloride attack over the  $P_{Cl}$  depth and time  $t$  (%).

For creating the graph, some parameters were fixed. The upper limit value for depassivation of reinforcement was considered as 0.4%, related to the cement mass. This value was adopted since it is the upper limit of chlorides for reinforced concrete according to The International Federation for Structural Concrete (CEB-FIP). It is also an average value between the Brazilian ABNT NBR 6118:2014 standard of 0.5% and the American ACI-318 standard of 0.3%.

The chlorides concentration in the concrete surface adopted was 0.9%, value recommended by Helene [1] as a reference for concretes with w/c ratio ranging from 0.48 to 0.68, cement consumption of 280 to 400  $kg/m^3$  and subjected to salt spray.

However, the chlorides concentration value at the concrete surface, considering salt spray environments, is object of controversy. Medeiros [28] recommends an average value of 1.8%, which, according to the author, is an average value from the value of 0.9% recommended by Helene [1] and the 3.0%, for a real structure 22 years old and subjected to salt spray, recommended by Guimarães [30]. Nunes et al. [31] evaluated concrete structures in the use phase, older than 15 years and at different distances from the sea and found the following values:  $C_s = 3.1\%$  at 0 m sea distance;  $C_s = 1.1\%$ , at 160 m; and  $C_s = 0.6\%$ , at 630 m. Guimarães et al. [32] suggest the following value of  $C_s$  for service life prediction: 3.2% at 0 m sea distance; 1.1% at 160 m; and 0.6% at a



**Figure 10**  
Service life prediction – based in the mixtures cured for 28 days

distance between 680 and 5.000 m from the sea. Thus, the 0.9% value adopted in this study is consistent with the presented literature. It is important to emphasize that, according to Andrade [33], the service life presented in this study is only valid in the following conditions: the reinforced concrete is at the beginning of its service life (initiation period); the fastest aggressive agent to the structure is the chloride attack, disregarding the others; the concrete subjected to salt spray or submerged in a saline solution without additional external

accidental factor would affect the properties of the concrete cover. From the equation 2, the graph presented in Figure 10 relates the reinforcement depth adopted with the service life prediction (initiation period of corrosion by chloride) for the analyzed mixtures. The reinforcement depths of 3, 4 and 5 cm were adopted since they are the values recommended by Brazilian standard ABNT NBR 6118:2014 for the following environmental conditions, respectively: urban area and moderate aggressiveness; maritime area and strong

**Table 6**  
Service life increase due to catalyst use

Reinforcement depth (cm)	Mixture	Service life (years)	Service life increase (%)
3	w/c 0.45; control	11.0	15%
	w/c 0.45; catalyst	12.5	
	w/c 0.55; control	8.9	33%
	w/c 0.55; catalyst	11.9	
	w/c 0.65; control	8.0	34%
	w/c 0.65; catalyst	10.7	
4	w/c 0.45; control	19.5	15%
	w/c 0.45; catalyst	22.3	
	w/c 0.55; control	15.8	33%
	w/c 0.55; catalyst	21.1	
	w/c 0.65; control	14.2	34%
	w/c 0.65; catalyst	19.0	
5	w/c 0.45; control	30.5	15%
	w/c 0.45; catalyst	34.9	
	w/c 0.55; control	24.7	33%
	w/c 0.55; catalyst	33.0	
	w/c 0.65; control	22.1	34%
	w/c 0.65; catalyst	29.7	

aggressiveness; and splash zone and very strong aggressiveness. It was considered for the analysis, the mixtures cured for 28 days since at this age the hydration reactions are in a mature stage, and also due to the more significant results of the crystalline catalyst effect than at 91 days.

Based in the Figure 10 and Table 6, it can be noted that by adopting a reinforcement depth of 4 cm, as recommended in the ABNT NBR 6118 (2014) standard for reinforced concrete structures exposed to marine environment, and w/c ratio of 0.65, it is obtained a service life of approximately 14 years for the control mixture and 19 years by using catalyst (34% increase). At 0.65 w/c ratio with 5 cm of reinforcement depth, it is estimated a service life of 22 years for the control mixtures and nearly 30 years by using the catalyst, representing a 34% increase. By adopting a 5 cm concrete cover, the highest value indicated by the standard, and 0.45 w/c ratio, it is predicted a service life of 30 years for the control mixture and 35 years by using the crystalline catalyst.

#### 4. Conclusions

After the tests completion, the following can be concluded in this study:

- The crystalline catalyst did not altered the concrete properties at fresh state and improved its hardened properties, providing a reduction in chloride penetration without compromising the mechanical compressive strength;
- The improvements were more significant at 28 days, nevertheless, they were prolonged till 91 days;
- The average reduction in total charge passed, in Coulombs, in the ASTM C1202 test was 15%;
- Regarding the chloride penetration test by silver nitrate spray, a reduction in the chloride contaminated depth at 91 days was noted, meaning a higher resistance to chloride ions penetration at this later age. It was also observed that, as the results from the ASTM C1202 test, there was an increase in resistance against chloride penetration with the lower w/c ratios and the use of crystalline catalyst;
- In relation to the service life prediction, the use of crystalline catalyst provided an increase of up to 34% in the analysed mixtures.

#### 5. References

- [1] HELENE, Paulo. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. 1993. 248p. (Habilitation thesis) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [2] TANG, L. Chloride Transport in Concrete – Measurement and prediction, Doctoral thesis, Dept. of Building Materials, Chalmers Universities of Technology, Publication P-96:6, Gothenburg, Sweden, 1996.
- [3] ANDRADE, C. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras, Ed. Pini, São Paulo, 1986.
- [4] Basher, L.; Kroop, J. Cleland, Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review, Construction and Building Material. 15 (2001) 93–103.
- [5] SOUSA, V. C. M. - Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI, 1998, 255 p.
- [6] NEVILLE, A. M., Tecnologia do concreto, 2ª ed., Pini, São Paulo, 2010.
- [7] Tittleboom, K. V.; Snoeck, D.; Wang, J.; De Belie, N. Most recent advances in the field of self-healing cementitious materials. In: 4th International Conference on Self-Healing Materials. Ghent, Belgium: Proceedings... p. 406-413, 2013.
- [8] RILEM. Self-healing phenomena in cement-based materials. Heidelberg: Springer Netherlands, v. 11. 2013.
- [9] Sisomphon, K.; Copuroglu, O.; Koenders, E. A. B. Self-healing of surface cracks in mortars with expansive additive and crystalline additive. Cement Concrete Composite, 2012;34:566–74.
- [10] Kuramoto, Y.; Matsuda, Y.; Nakamura, Y.; Irie, M. Verification of suppression of AAR by a metal carrying complex compound. In: Proceedings of 11th international conference of alkali-aggregate reaction in concrete. Quebec, Canada; 2000:1-9[in CD]
- [11] Xiao, X.; Zhang, Q.S.; Liang X.Y.; Zhang, X.N. Research on Chloride Ion Diffusion of Concrete Water-Based Capillary Crystalline Waterproofing and its Penetration Depth by Using Electron Microscope Advanced, Materials Research, 857 (2013) 27–34
- [12] Ourives, C. N.; Bilesky, P. C. Avaliação do Desempenho dos Sistemas de Impermeabilização por Cristalização Capilar do Concreto. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, Salvador, Brasil, 2008.
- [13] Helene, Paulo; M. Lima; Maryangela. G.; Takagi, E.. M. Self-healing of self-compacting concretes made with brazilian blast furnace slag cements activated by crystalline catalyst. XII DBMC 02-05 de Setembro 2014 São Paulo- Brazil
- [14] Helene, Paulo; Takagi, E. M.; Lima, M.G. Contribution to study of the self-healing effect activated by crystalline catalysts in concrete structures when subjected to continuous exposure to water. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, 2012, Cape Town. Proceeding of 3rd International Conference of Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. Cape Town: CRC Press, 2012. V. III. P. 1415-1419.
- [15] Almeida, I. R. A onda de concreto que flutua no M.A.R. Revista Concreto & Construções, IBRACON, V. 72, P. 100-110, Out-Dez. 2013
- [16] Helene, Paulo; Britez, C.; Bueno, S.; Pacheco, J. “Estanqueidade de lajes de subpressão. Caso MIS-RJ” In: Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado-RS.
- [17] Teng L.; Huang, R.; Chen, J.; Cheng, A; Hsu, H. A study of crystalline mechanism of penetration sealer materials. Materials (2014), 399–412.
- [18] Yodmatal, D. et al. Eater sorptivity, water permeability, autogenous shrinkage and compressive strength of concrete with crystalline materials. In: 15th national convention on civil engineering. 2010. Ubonrachatani: Proceedings
- [19] Whiting, D. Rapid determination of the chloride permeability of concrete. Final Report No. FHWA/RD-81/119, Federal Highway Administration, August 1981, NTIS No. 82140724.
- [20] Medeiros, M. H. F.; Borba, A. Y.; Filho, J. H.; Paulo Helene. Ensaio de migração de cloretos para concreto: influência do número de fatias extraídas”, Revista Escola de Minas, Ouro Preto-MG (2012) 475-481.



- [21] Luping, T. Nilsson, L. "Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field." *ACI Materials Journal*, v. 89, n.1, (1992) 49-53.
- [22] MEHTA, P. K.; Monteiro, P. J. M. *Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais*, 2ª Ed., IBRACON, São Paulo, 2014.
- [23] Monteiro, Paulo; Helene, Paulo & KANG, S. *Designing Concrete Mixtures for Strength, Elastic Modulus and Fracture Energy. Materials & Structures*, v.26, p.443 – 452, 1993
- [24] Berke, N.S., Hicks, M.C. Estimating the life cycle of reinforced concrete decks and marine piles using laboratory diffusion and corrosion data. *Corrosion forms and control of infrastructure*, ASTM STP 1137, V. Chacker ad. ASTM. Philadelphia, 1992. p. 207-231.
- [25] Medeiros, M. H. F.; Gobbi, A.; Groenwold, J. A.; Paulo Helene. *Previsão da vida útil de concreto armado de alta resistência com adição de metacaulim e sílica ativa em ambientes marinhos*, *Revista Escola de Minas, Ouro Preto-MG* (2013) 59-65.
- [26] Andrade, C.; Whiting, D. A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration. *Materials and Structures*, v. 29, p. 476-484, 1996.
- [27] Helene, Paulo (2000), "Durabilidad. Interpretación y evaluación de resultados. Manual de Diagnóstico e Intervención en Estructuras de Hormigón Armado" (Barcelona, Espanha: Col·legi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona), 1th edn., p. 87-102.
- [28] Medeiros, M. H. F. (2008), "Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íon cloretos." *Tese de Livre Docência*, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [29] Ribeiro, D. V. (2014), *Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. São Paulo: Elsevier.
- [30] GUIMARÃES, A. T. da C. *Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos*. 2000. 241 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000.
- [31] NUNES, J. L. O.; Guimarães, A. T. C.; Silveira, B. P.; Guimarães, D. L. C.; Oliveira, M. T.; Rodrigues, N. D. *Intensidade de ataque de cloretos: considerações sobre a distância do concreto em relação à água do mar*. In: *Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica - SEMENGO*. Rio Grande, FURG, 2004.
- [32] GUIMARÃES, A.T.C., CASTRO, P., NUNES, J.L.O., "Teor de Cloretos Próximos a Superfície do Concreto em Ambientes Marítimos", In: *Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto*, Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul, Brasil, 2007.
- [33] ANDRADE, J. J. (2005), "Vida útil das estruturas de concreto." In: *Concreto: Ensino. Pesquisas e Realizações*. Geraldo Isaia (Ed.). Ibracon, São Paulo, p.923-951.

# Evaluation of the chloride penetration and life cycle of the self-healing concretes activated by crystalline admixture

## Avaliação da penetração de cloretos e da vida útil de concretos autocicatrizantes ativados por aditivo cristalino



**P. HELENE**<sup>a</sup>  
paulo.helene@concretophd.com.br

**G. GUIGNONE**<sup>b</sup>  
gagarquiteto@gmail.com

**G. VIEIRA**<sup>b</sup>  
geilma.vieira@gmail.com

**L. RONCETTI**<sup>c</sup>  
leonardo@techcon.eng.br

**F. MORONI**<sup>c</sup>  
nanda.moroni.fm@gmail.com

### Abstract

The main cause of concrete structures deterioration is related to the resistance against the penetration of aggressive agents. Aiming at increase the impermeability and reduce the diffusivity of concrete elements, making it less susceptible to the ingress of chloride ions, the use of crystalline catalyst emerges as a good alternative. Its mechanism of autogenous healing enhances the natural pore-filling process of concrete. The aim of this study is to investigate the influence of the use of crystalline catalyst on the chloride ions penetration and service life prediction of concrete. For the concrete mixtures production, it was used blast-furnace slag blended cement, three different water/cement (w/c) ratios (0.45; 0.55; 0.65), with and without crystalline catalyst, totaling six different mixtures. The concrete specimens were cured in a moist chamber and tested at 28 and 91 days. It was performed tests of compressive strength, rapid chloride permeability (ASTM C1202:12), and silver nitrate colorimetric indicator. The results show that, compared to the reference mixture, the use of crystalline catalyst conserved the compressive strength and reduced the chloride ions penetration up to 30%, increasing service life up to 34%.

**Keywords:** durability, reinforced concrete, chloride ions, crystalline admixture.

### Resumo

A razão predominante da deterioração das estruturas de concreto armado está relacionada com a capacidade de resistência contra a penetração de agentes agressivos. A fim de favorecer a elevação da estanqueidade de elementos de concreto e a redução da difusividade dos concretos, tornando-os menos suscetíveis ao ingresso de íons cloreto, a utilização de aditivo cristalino desponta como opção muito interessante. Seu mecanismo de autocicatrização autóloga potencializa o processo de colmatação natural do concreto. Este trabalho objetivou investigar a influência da utilização desses aditivos autocicatrizantes cristalinos no que tange ao avanço de íons cloreto e à estimativa de vida útil em concretos. Para a produção dos concretos foi utilizado cimento Portland com escória de alto forno, considerando três relações água/cimento (0,45; 0,55; 0,65), sem e com o aditivo cristalino, totalizando seis proporções de materiais. Os corpos de prova foram curados em câmara úmida e ensaiados nas idades de 28 e 91 dias. Foram realizados ensaios de compressão axial, penetração acelerada de íons cloreto, ASTM C1202:12, e ensaios de indicadores colorimétricos com aspersão de nitrato de prata. Após análise efetuada, os resultados demonstraram que, comparativamente ao concreto de referência, o uso do aditivo cristalino resultou na conservação da resistência à compressão em concretos, na redução da penetração de cloretos em até 30%, e, na elevação da vida útil de projeto, VUP, em até 34%.

**Palavras-chave:** durabilidade, concreto armado, íons cloreto, aditivo cristalino.

<sup>a</sup> PhD Engenharia, São Paulo, SP, Brazil;

<sup>b</sup> Civil Engineering Department, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brazil;

<sup>c</sup> Instituto de Educação Tecnológica De Luca Daher, Curitiba, PR, Brazil.

## 1. Introdução

Dentre os principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto os íons cloreto respondem por uma parcela significativa dos problemas encontrados. Isso se deve, em parte, à possibilidade de transporte desses íons para o interior da estrutura, atingindo a armadura e causando corrosão [1-3]. Na tentativa de minimizar a entrada desses agentes agressivos no concreto, uma medida preventiva que pode ser aplicada é a utilização de aditivos cristalinos, que têm o papel de induzir a colmatação de fissuras e de diminuir a quantidade de poros no concreto minimizando a entrada dos íons cloreto.

Conhece-se que, em condições iguais de consumo e propriedades dos agregados, quanto maior a porosidade do concreto e interconexão entre poros, maior a intensidade de penetração de agentes agressivos [4]. Somado a isso, conforme Sousa [5], quanto maior a relação água/cimento maior a porosidade do concreto. De acordo com Neville [6], o que determina a penetração e deslocamento dos agentes agressivos no concreto é a estrutura da sua pasta de cimento hidratada, as suas características químicas e físicas, a concentração superficial das substâncias agressivas e as condições ambientais.

Em face da procura em executar concretos mais resistentes à penetração de agentes agressivos, em especial os íons cloreto, é importante ressaltar a presença dos aditivos cristalinos. Seu estudo em elementos que constituem as estruturas de concreto armado expostas a ambientes marinhos pode assumir relevante papel na prevenção do surgimento de manifestações patológicas. Nesse sentido, torna-se necessário estudar o comportamento desses aditivos cristalinos em concretos expostos à contaminação por íons cloreto.

Define-se a cicatrização autógena como uma capacidade auto-curativa, onde sua cicatrização é proporcionada pelos componentes hidratados do concreto, que podem ou não serem ativados. Do ponto de vista da microestrutura, a cicatrização autônoma é caracterizada pela utilização de microcápsulas preenchidas com agentes cicatrizantes ou na vascularização de tubos ociosos que bombeiam os agentes cicatrizantes [7].

É relevante destacar que o mecanismo de autocicatrização autógena tende a ocorrer por colmatação natural do concreto em decorrência de reações químicas (hidratação contínua, formação de  $\text{CaCO}_3$ ) e ações mecânicas (partículas soltas nas fissuras ou suspensas na água) ou ainda em virtude de fenômeno de autocicatrização induzida por catalisadores ativos. A formulação de concretos autocicatrizantes pela abordagem autógena é favorecida pela utilização de componentes especiais como o aditivo cristalino [8]. Neste contexto, define-se o aditivo cristalino, com agente cristali-

zante, objeto de análise nesta pesquisa, como um material cimentício sintético classificado como um impermeabilizante hidrófilo ou também como um aditivo redutor da permeabilidade hidrostática. Seus componentes reativos combinam com o  $\text{Ca(OH)}_2$  do concreto formando produtos cristalinos que desconectam poros além de preencher fissuras. Torna-se relevante destacar que os produtos cristalinos só podem atuar positivamente quando estiver presente umidade suficiente, pois a disponibilidade de água é necessária para ocorrer as reações de colmatação autógena [9].

As substâncias químicas ativas do aditivo cristalino utilizam da água, por meio do processo de difusão, para migrarem e ingressarem nos capilares e fissuras do concreto. O processo baseia-se na precipitação de uma reação química, promovida pelo aditivo, entre a umidade e os subprodutos de hidratação do cimento, formando uma nova estrutura de cristais não solúveis de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), cristais de apatita ( $\text{CaF}_2$ ) e cristais de enstatita ( $\text{MgSiO}_3$ ). Esta estrutura cristalina preenche os poros tornando o concreto menos permeável ou tornando a estrutura estanque devido à colmatação da fissura [10]. Pesquisas têm avaliado o efeito do aditivo cristalino em concretos [11-18], entretanto torna-se relevante conhecer a sua potencialidade frente à mitigação do avanço de cloretos e com relação à elevação de vida útil de projeto de estruturas de concreto, representada conforme Helene [1], pelo período de iniciação da corrosão ou ainda período em que o avanço de cloretos atinge a armadura em concentrações capazes de desfazer o filme passivador. Neste trabalho será verificada a influência da utilização de aditivo autocicatrizante cristalino em concretos frente ao avanço de íons cloreto e sua interferência na vida útil de projeto.

## 2. Materiais e métodos

### 2.1 Materiais

O cimento utilizado na confecção dos corpos de prova foi o Cimento Portland com Escória Granulada de Alto Forno, resistente a sulfatos – CP III 40 RS. Em função de suas características, o cimento Portland com escórias (CP III) tem sido o cimento com maior utilização no estado do Espírito Santo - localidade onde foi realizada a pesquisa. A principal característica que norteia sua escolha é a maior resistência a ataques químicos, pois há no Estado um número grande de obras em proximidade com o mar, fato que favorece a exposição com a névoa salina, grande responsável pelo ingresso de íons cloreto em estruturas de concreto. Torna-se relevante mencionar também o mecanismo de autocicatrização autógena favorecido pela adoção de escórias de alto forno, sendo que, neste contexto, pretende-se também avaliar a eficiência do aditivo em concretos com altos teores destes materiais cimentícios suplementares.

**Tabela 1**

Composição química típica dos componentes em porcentagens

Componentes	$\text{SiO}_2$	$\text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	CaO	$\text{K}_2\text{O}$	$\text{Na}_2\text{O}$	MgO	$\text{SO}_3$	PF
Aditivo cristalino	20,3	1,7	4,3	30,9	0,15	5	19,4	1	-
CP III 40RS	28,22	8,36	1,78	50,01	0,40	0,26	6,05	1,77	2,45

**Tabela 2**

Consumo de materiais por metro cúbico de concreto

Mistura	Fator água/cimento	Materiais (kg/m <sup>3</sup> de concreto)						
		Cimento	Areia	Brita 0	Brita 1	Água	Aditivo plastific.	Aditivo cristalino
CPIII-40 RS	0,45	398	748	390	728	179	1,19	7,96
	0,55	325	813	390	728	179	0,98	6,5
	0,65	275	857	390	728	179	0,83	5,5

**Tabela 3**

Abatimento e resistência à compressão axial dos corpos de prova

Misturas	Resistência aos 28 dias (MPa)	Abatimento(mm)	Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )
CPIII-0,45 sem aditivo cristalino	45,2	240	398
CPIII-0,45 com aditivo cristalino	45,8	200	398
CPIII-0,55 sem aditivo cristalino	42,7	220	325
CPIII-0,55 com aditivo cristalino	37,6	200	325
CPIII-0,65 sem aditivo cristalino	29,9	60	275
CPIII-0,65 com aditivo cristalino	29,9	50	275

O agregado miúdo utilizado foi a areia quartzosa, previamente lavada e seca em estufa entre 105°C e 110°C, e como agregado graúdo utilizou-se pedra britada originária de rocha diabásica do município de Serra-ES. Com o objetivo de favorecer a adequada trabalhabilidade entre as diversas misturas investigadas, adotou-se aditivo químico plastificante de pega normal, cuja dosagem recomendada pelo fabricante é de 0,2% a 2% sobre o peso do cimento.

A Tabela 1 apresenta as características químicas do aditivo cristalino e do cimento adotados.

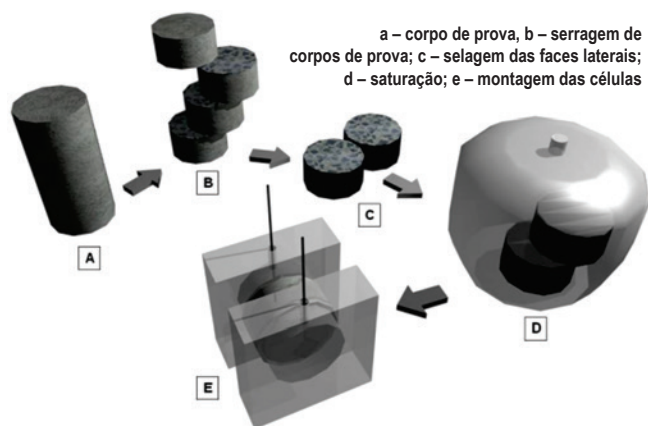
**2.2 Moldagem dos corpos de prova**

Os concretos foram produzidos em betoneira de eixo vertical e

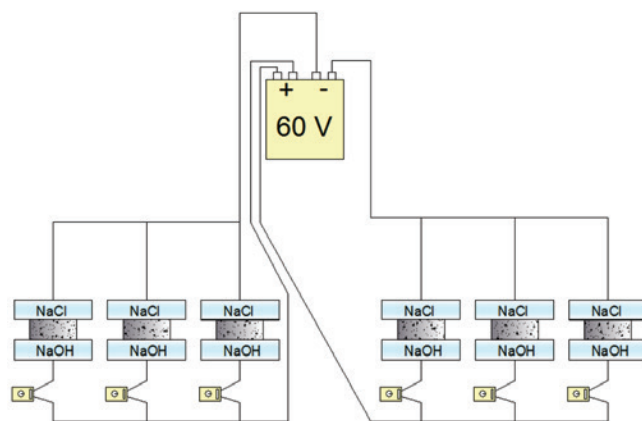
confeccionados contemplando três relações água/cimento (0,45; 0,55; 0,65), sem e com aditivo cristalino. As Tabelas 2 e 3 apresentam, respectivamente, o consumo de materiais e os resultados dos ensaios para caracterização e controle das amostras de concreto. A Tabela 3 apresenta os resultados de consistência do concreto fresco com manutenção da água/m<sup>3</sup> constante, e pode-se verificar que para cada par, sem e com aditivo cristalino, as consistências foram equivalentes.

**2.3 Ensaios experimentais**

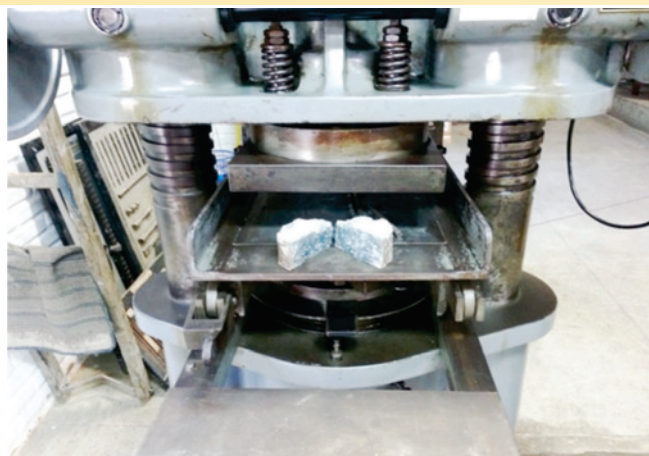
Executou-se o método de penetração acelerada de cloretos utilizado por Whiting [19] e recomendado pela norma ASTM C1202/12, que consiste em acoplar um corpo de prova cilíndrico, de 9,5cm



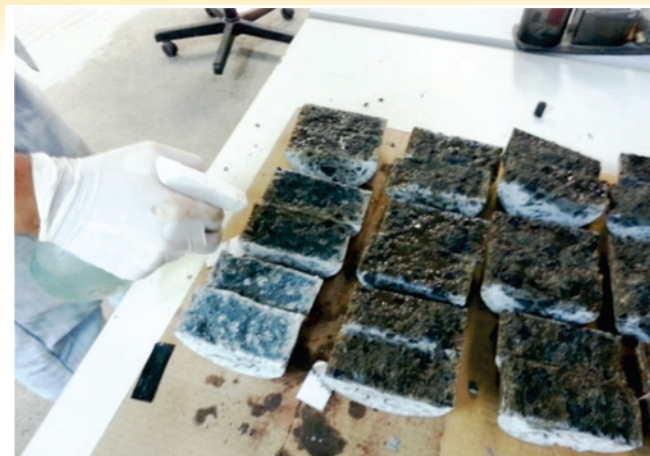
**Figura 1**  
Procedimento adotado no ensaio



**Figura 2**  
TRepresentação gráfica do ensaio



**Figura 3**  
Amostras rompidas



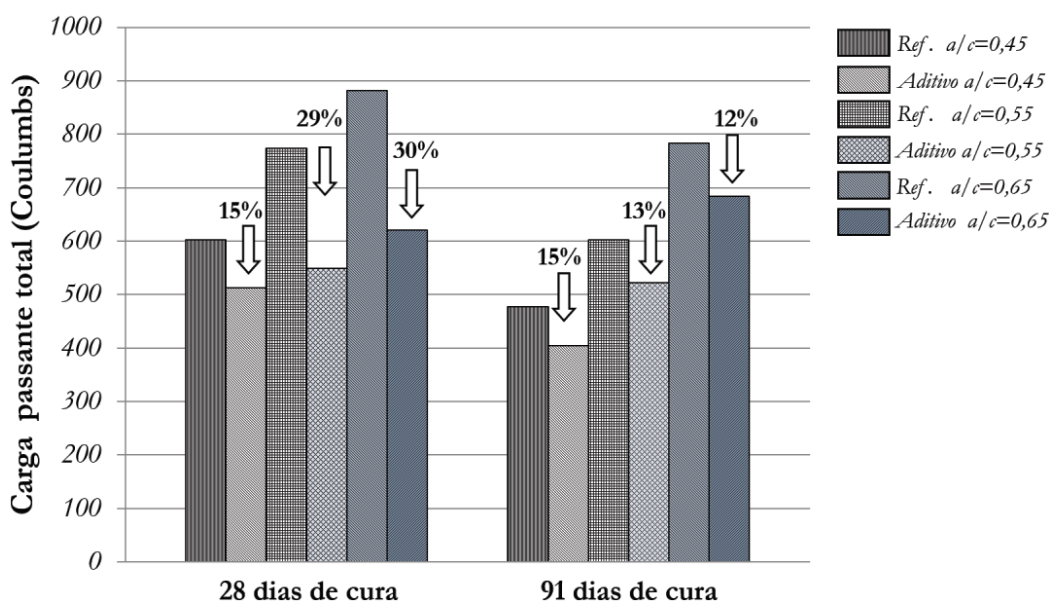
**Figura 4**  
Aspersão de nitrato de prata

de diâmetro e 5,1cm de espessura entre meia células de acrílico, uma delas contendo uma solução de hidróxido de sódio (NaOH), com concentração de 0,3N, e a outra em uma solução de cloreto de sódio (NaCl), com 3% de concentração. Entre as meia células é gerada uma diferença de potencial com valor de  $(60 \pm 0,1)$  V, dando origem a uma corrente elétrica que induz o ânion cloreto a se difundir através do concreto sob a ação de um campo elétrico. O ensaio tem duração de seis horas e a corrente elétrica passante é registrada em intervalos de trinta minutos por meio de amperímetros. O produto da corrente pelo tempo, expresso em Coulomb, indica a carga total que atravessa o corpo de prova e revela a maior ou a menor resistência do concreto à penetração de íons cloreto. Os procedimentos de ensaio foram os seguintes: inicialmente os corpos de prova foram retirados do ambiente de cura no qual de encontravam e serrados em quatro partes ortogonais ao eixo longitudinal, sendo descartadas as extremidades e utilizadas as faces centrais, procedimento utilizado e validado por Helene e Medeiros [20]; no dia posterior as amostras tiveram suas superfícies laterais impermeabilizadas com resina epóxi; um dia antes do ensaio as amostras foram submetidas ao vácuo por quatro horas,

sendo que depois de decorridas três horas de vácuo, as mesmas foram submersas em água deionizada e deaerada permanecendo nesta condição por 18h e no dia do ensaio as amostras foram retiradas do dessecador e acopladas às meia células. O esquema do ensaio e sua execução estão apresentados nas Figuras 1 e 2. Cumpridos os ensaios de penetração acelerada de íons cloreto (ASTM C1202) foi efetuada aspersão de nitrato de prata a fim de verificar a espessura da camada contaminada por cloretos nas amostras. Este procedimento foi proposto por Nilsson e Luping [21]. Para efeito, tornou-se necessário o rompimento central das amostras, utilizando o aparato para o ensaio de resistência à compressão, Figura 3, e posteriormente aspersão de nitrato de prata, Figura 4.

### 3. Resultados e discussões

Após a realização dos ensaios pertinentes às amostras em período de cura de 28 e 91 dias, puderam ser identificados os resultados a fim de cumprir o recomendado pela ASTM C1202, relacionando os valores encontrados à fórmula proposta pela norma e



**Figura 5**  
Carga passante total nas amostras de concreto

**Tabela 4**  
Classificação ASTM C 1202

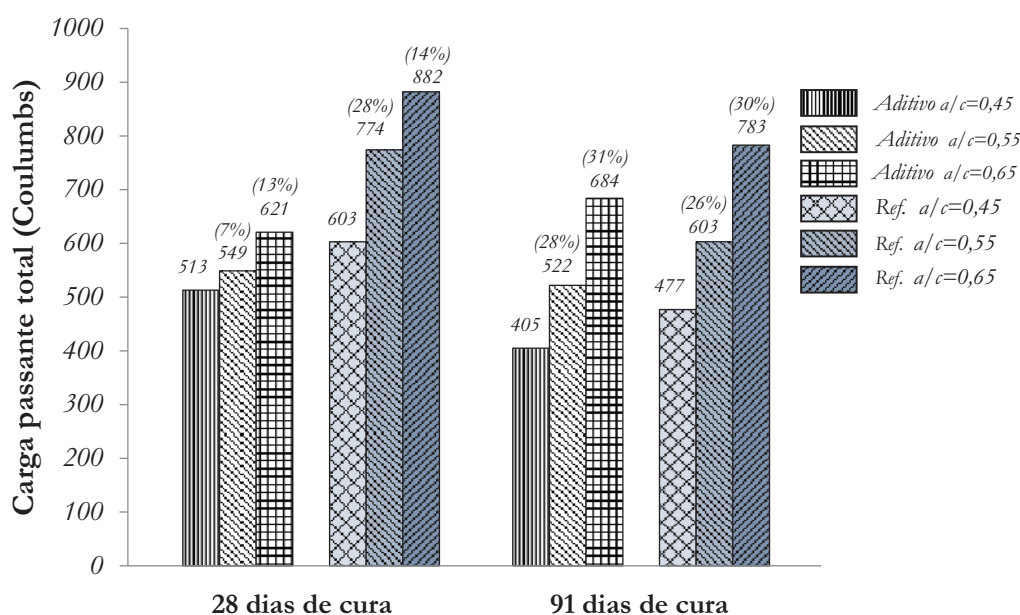
Carga passante (Coulombs)	Penetração dos íons cloreto
> 4000	Elevada
2000 - 4000	Moderada
1000 - 2000	Baixa
100 - 1000	Muito baixa
< 100	Desprezível

identificando os valores de cargas passantes totais em Coulomb, conforme Figura 5.

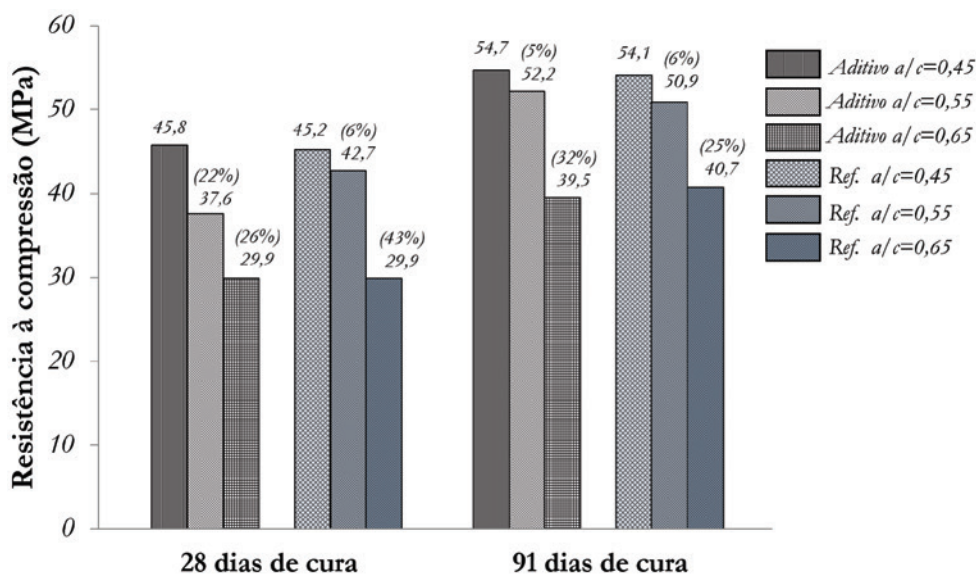
Identificam-se assim maiores cargas totais em maiores relações água/cimento e redução de cargas passantes totais com a utilização de aditivo cristalino. Nota-se que em maiores relações água/cimento e com a utilização do aditivo pouco se alteraram os resultados de 28 dias para 91 dias. Verifica-se a maior incidência de penetração de corrente passante total nas amostras com maiores relações a/c e observa-se ainda que estes valores se encontram em patamares de penetração muito baixos, conforme quadro de classificação de penetração de corrente passante total, apresentado nas Tabelas 4 e 5.

**Tabela 5**  
Classificação dos concretos

Relação água/cimento	Aditivo	Idade (dias)	Carga passante Q (Coulombs)	Resistência (MPa)
0,45	C/Aditivo	28	513	45,8
	S/Aditivo	28	603	45,2
0,45	C/Aditivo	91	405	54,7
	S/Aditivo	91	477	54,1
0,55	C/Aditivo	28	549	37,6
	S/Aditivo	28	774	42,7
0,55	C/Aditivo	91	522	52,2
	S/Aditivo	91	603	50,9
0,65	C/Aditivo	28	621	29,9
	S/Aditivo	28	882	29,9
0,65	C/Aditivo	91	684	39,5
	S/Aditivo	91	783	40,7



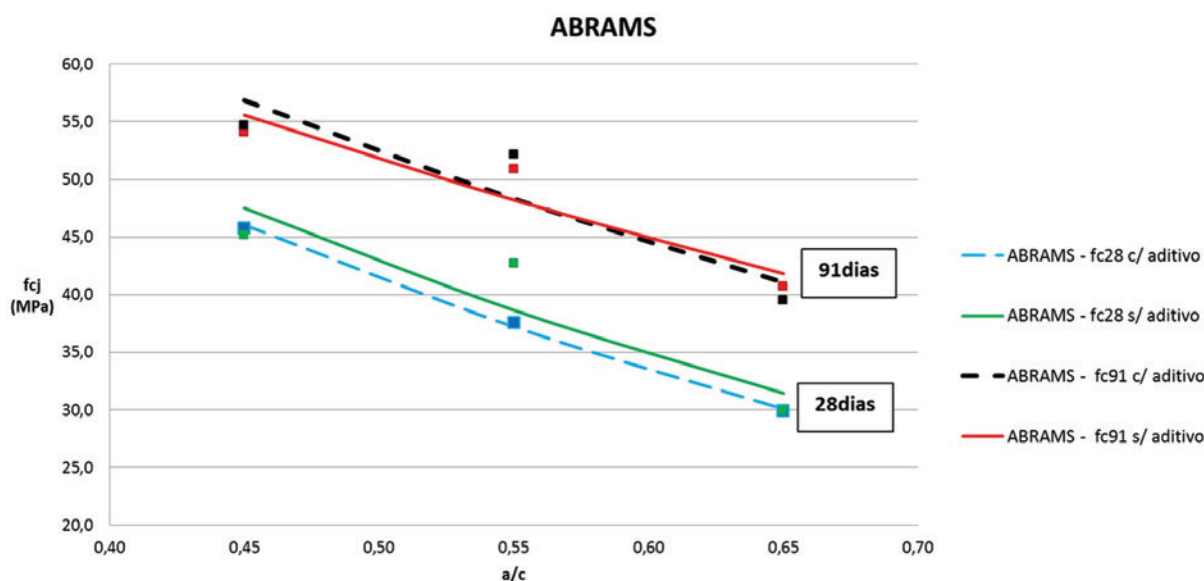
**Figura 6**  
Influência da utilização do aditivo na carga passante total



**Figura 7**  
Influência do uso do aditivo na resistência à compressão

Justificam-se as cargas totais em patamares muito baixos, principalmente, pela escolha do cimento e pela opção de cura em câmara úmida nos períodos de 28 e 91 dias. O tipo de cimento adotado, cimento Portland com escórias granuladas de alto forno, resistente a sulfatos (CPIII-RS), proporciona concretos mais compactos (densos) e duráveis. A opção pela cura em câmara úmida corresponde a um processo que agrega maiores resistências e durabilidade comparativamente à cura ao ar [22]. Observa-se, por meio da Figura 6, a influência da relação água/cimento com e sem uso do aditivo cristalino. Nota-se para 28 e 91 dias aumento de cargas passantes com a

elevação da relação a/c em concretos sem e com aditivo. Em 91 dias, com a variação da relação água/cimento, nota-se um aumento constante em torno de 30%. Vale mencionar que, apesar de ter ocorrido de maneira semelhante aumento de carga passando com a elevação das relações a/c, tanto em 28 dias quanto em 91 dias, observaram-se variações menores em 28 dias com a utilização do aditivo, considerando o comparativo entre as distintas relações água/cimento. O mencionado fato pode ter ocorrido, provavelmente, em função dos produtos do mecanismo de cristalização dos poros do concreto, que reagem com a microestrutura do concreto em suas primeiras idades.



**Figura 8**  
Curvas típicas da Lei de Abrams

### 3.1 Resistência à compressão

Identificam-se também os resultados de resistência à compressão obtidos a partir das variações de idades, das relações água/cimento e do uso de aditivo cristalino. Neste contexto, pode ser observada a Figura 7.

Processando os resultados através do método dos mínimos quadrados obtêm-se as curvas típicas da Lei de Abrams [23] apresentadas na Figura 8. A partir da observação dessa figura, pode-se notar que o uso dos aditivos cristalinos não prejudica a resistência à compressão dos concretos.

### 3.2 Penetração de cloretos - ensaio colorimétrico

Após a realização do ensaio acelerado de penetração de cloretos (ASTM C1202) nas amostras de 28 e 91 dias, foi realizada aspersão de AgNO<sub>3</sub> e os resultados foram obtidos, conforme Figura 9. Mediante os resultados expostos pôde ser identificado aumento da profundidade da camada contaminada por cloretos com a elevação da relação água/cimento de 0,45 para 0,65. Identificou-se também a redução da profundidade de penetração com a utilização do aditivo cristalino, com valores médios, em geral, da ordem de 20% a menos.

### 3.3 Coeficiente de difusão de cloretos

A fim de efetuar análise dos resultados no tocante à obtenção do coeficiente de difusão aparente de cloretos, pode ser adotada recomendação de Berke e Hicks [24] onde a relação entre os dados de carga passante e coeficiente de difusão de cloretos é considerada. O modelo proposto por Berke e Hicks [24], pode ser adotado para estimar a vida útil de projeto de estruturas de concreto armado (tempo até o início da despassivação das armaduras por cloretos) e, ainda, o surgimento de fissuras em concretos submetidos a ambientes de névoa salina.

Em face ao exposto, foi proposto a Equação 1 para obtenção de forma empírica de estimativa do coeficiente de difusão de cloretos utilizando os resultados de carga passante relativos ao ensaio rápido de penetração de cloretos ASTM C 1202. Essa equação foi adotada por Helene e Medeiros [25] e Andrade e Whiting [26].

$$C_{da} = 0,0103 \times 10^{-8} Q^{0,84} \tag{1}$$

Onde: C<sub>da</sub> = Coeficiente de difusão aparente de cloretos (cm<sup>2</sup>/s) e Q = carga passante total (Coulomb).

Por intermédio da obtenção dos coeficientes de difusão de íons cloreto, determinado pelo método proposto por Berke e Hicks [24] e adotando a segunda Lei da Difusão de Fick da difusão no estado não estacionário, torna-se possível a construção de gráficos que relacionam a profundidade de penetração de cloretos com a vida útil da estrutura.

Para estimativa da vida útil de projeto (VUP), foram utilizadas as Equações 2 e 3 desenvolvidas a partir da Segunda Lei de Fick [27-29].

$$P_{Cl} = 2(z)\sqrt{Dt} \tag{2}$$

$$\text{erf}(z) = 1 - \frac{C_{Cl} - C_0}{C_s - C_0} \tag{3}$$

Onde: D é o coeficiente de difusão de cloretos (cm<sup>2</sup>/ano), t é a vida útil de serviço (anos), erf (z) é a função erro de Gauss, P<sub>Cl</sub> (penetração de cloretos) é a profundidade onde a concentração de cloretos alcançou o limite crítico para que ocorra a despassivação da armadura (cm), C<sub>0</sub> é a concentração inicial de cloretos no interior do concreto (adotado 0%), C<sub>s</sub> é a concentração na superfície do concreto (%), C<sub>Cl</sub> é o limite crítico para despassivação das armaduras por corrosão por ataque de cloretos ao longo da profundidade (P<sub>Cl</sub>) e do tempo (t) (%).

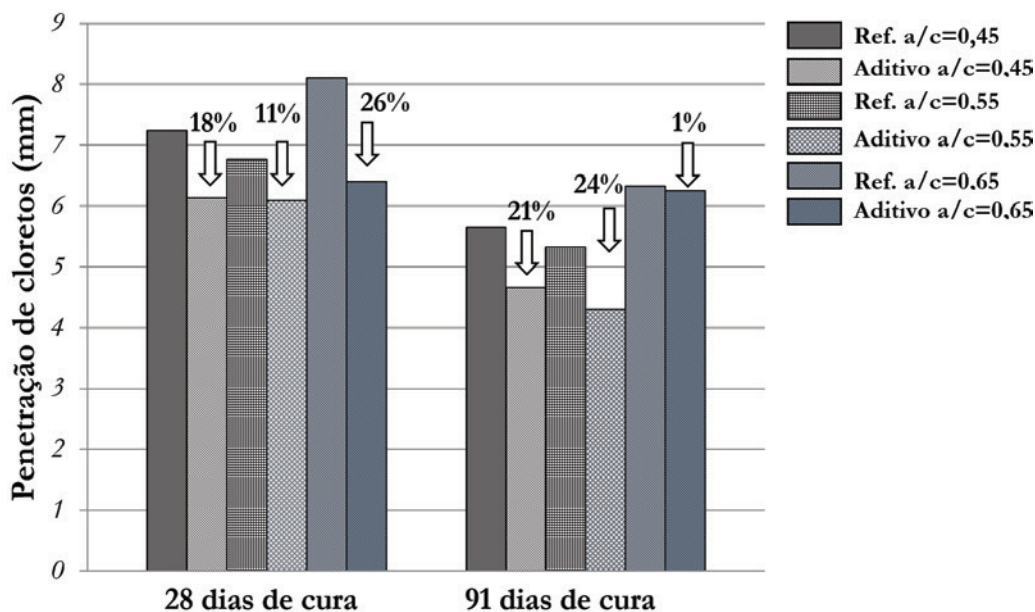
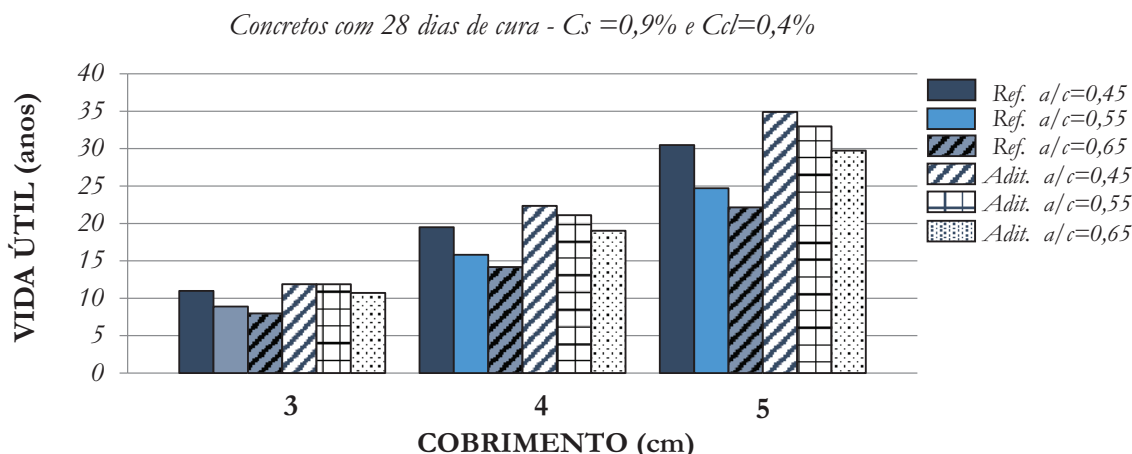


Figura 9 Penetração de cloretos nas amostras de concreto





**Figura 10**  
Estimativa de vida útil – baseada nos concretos com período de cura de 28 dias

Para elaboração do gráfico, foram necessárias as definições de alguns parâmetros tal como a fixação de valor de 0,4% em relação à massa de cimento como valor limite para despassivação das armaduras. Este valor foi adotado em função do contemplado como limite máximo de cloretos em concreto armado orientado em fib (CEB-FIP) (The International Federation for Structural Concrete) e valor médio entre as normas ABNT NBR 6118:2014, 0,50%, e americana ACI-318, 0,30%.

Como valor de cloretos na superfície do concreto adotou-se 0,9%,

percentual recomendado por Helene [1] como referencial ou orientativo para concretos com relação água/cimento de 0,48 a 0,68, consumo de cimento de 280 a 400kg/m<sup>3</sup> e submetidos à névoa salina. O valor da concentração de cloretos na superfície do concreto a ser adotado, considerando ambientes submetidos à névoa salina, é objeto de discussões. Medeiros [28] aponta como um valor que possa ser adotado como percentual de cloretos na superfície do concreto de 1,8%. Segundo o autor, este valor situa-se na média de outros percentuais recomendados por Helene (1993), cujo

**Tabela 6**  
Elevação de vida útil em função da utilização do aditivo

Cobrimento (cm)	Tipo	Vida útil (anos)	Elevação de vida útil (%)
3	Ref. 0,45	11,0	15%
	Aditivo 0,45	12,5	
	Ref. 0,55	8,9	33%
	Aditivo 0,55	11,9	
	Ref. 0,65	8,0	34%
	Aditivo 0,65	10,7	
4	Ref. 0,45	19,5	15%
	Aditivo 0,45	22,3	
	Ref. 0,55	15,8	33%
	Aditivo 0,55	21,1	
	Ref. 0,65	14,2	34%
	Aditivo 0,65	19,0	
5	Ref. 0,45	30,5	15%
	Aditivo 0,45	34,9	
	Ref. 0,55	24,7	33%
	Aditivo 0,55	33,0	
	Ref. 0,65	22,1	34%
	Aditivo 0,65	29,7	

valor é de 0,9%, e de Guimarães [30] no qual o valor adotado é de 3,0% de cloretos na superfície de uma estrutura real com 22 anos de idade e submetida a um ambiente contendo névoa salina. Nunes et al. [31] avaliaram estruturas de concreto em uso, com idades superiores a 15 anos e diferentes distâncias em relação à água do mar e obtiveram os seguintes valores: Cs= 3,1%, para distância de zero metros; Cs= 1,1%, para distância de 160 metros e Cs= 0,6%, para distância de 630 metros. Guimarães et al. [32] sugerem os seguintes valores de Cs para estimativa de vida útil de projeto: 3,2%, para zero metros; 1,1%, para 160 metros e 0,6% para distância entre 680 e 5.000 metros. Logo, o valor de cloretos na superfície do concreto adotado nesta pesquisa de 0,9%, considerando ambiente submetido à névoa salina, encontra-se condizente com as pesquisas apresentadas.

É importante ressaltar que, conforme Andrade [33] a vida útil apresentada neste trabalho somente é válida nas seguintes condições: o concreto armado está no começo de sua vida útil de serviço (período de iniciação); o mais rápido agente degradador é o ataque por cloretos, desprezando-se outros; concreto sujeito à névoa salina ou imersão em água contaminada com íons cloreto e nenhum outro fator acidental externo afetaria as propriedades do cobrimento de concreto.

A partir da equação, o gráfico da Fig. 10 relaciona o cobrimento adotado com a estimativa da vida útil de projeto (período de iniciação da corrosão por cloretos) para os concretos analisados. Os cobrimentos de 3, 4 e 5 cm foram selecionados por configurarem, conforme ABNT NBR 6118:2014, aqueles recomendados para classe de agressividade, respectivamente, ambientes urbanos e agressividade moderada, ambiente marinho e agressividade forte e respingos de maré e agressividade muito forte. Foram considerados para a análise os concretos com idade de cura de 28 dias por configurarem a idade de referência de concretos contemplando reações de hidratação em fase madura e por apresentarem resultados mais significativos da ação do aditivo cristalino do que em 91 dias.

Baseado no gráfico da Fig. 10 e na Tabela 6, nota-se que ao se adotar um cobrimento de 4cm conforme previsto em ABNT NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto armado expostas a ambientes marinhos e relação água/cimento de 0,65 obtém-se vida útil de aproximadamente 14 anos para o concreto de referência e 19 anos para o concreto com aditivo, representando elevação em torno de 34%. Concretos de relação água/cimento de 0,65 e cobrimento de 5cm tem-se 22 anos para o concreto de referência e quase 30 anos para o concreto com aditivo, representando elevação da vida útil de 34% nestes concretos. Ao se adotar um cobrimento de 5cm, maior cobrimento indicado pela norma para estrutura de concreto armado, na relação água/cimento de 0,45 tem-se cerca de 30 anos para o concreto de referência e próximo de 35 anos para o concreto com aditivo cristalino.

#### 4. Conclusões

Após a realização dos ensaios foi possível concluir neste estudo, que:

- O aditivo cristalino estudado não alterou as propriedades dos concretos frescos e melhorou as propriedades dos concretos endurecidos, proporcionando a redução da penetração de clo-

retos sem comprometer a resistência à compressão;

- As melhorias obtidas ocorreram de modo mais significativo aos 28 dias, porém se prolongaram aos 91 dias de idade;
- A redução média de corrente passante, em Coulombs, no ensaio da ASTM C1202 foi de 15%;
- Com relação ao ensaio de penetração de cloretos por aspersão de nitrato de prata, houve redução da camada contaminada por cloretos aos 91 dias, configurando maior resistência à penetração de íons cloreto nas amostras desta idade. Foi observado também que, assim como os resultados obtidos pelo método ASTM C1202, houve aumento da resistência à penetração de cloretos com a diminuição da relação a/c e com a utilização de aditivo cristalino;
- Com relação à estimativa de vida útil de projeto, a utilização do aditivo cristalino favoreceu elevação de até 34% nos concretos avaliados.

#### 5. Referências bibliográficas

- [1] HELENE, Paulo. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. 1993. 248p. (Habilitation thesis) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [2] TANG, L. Chloride Transport in Concrete – Measurement and prediction, Doctoral thesis, Dept. of Building Materials, Chalmers Universities of Technology, Publication P-96:6, Gothenburg, Sweden, 1996.
- [3] ANDRADE, C. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras, Ed. Pini, São Paulo, 1986.
- [4] Basher, L.; Kroop, J. Cleland, Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review, Construction and Building Material. 15 (2001) 93–103.
- [5] SOUSA, V. C. M. - Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: PINI, 1998, 255 p.
- [6] NEVILLE, A. M., Tecnologia do concreto, 2ª ed., Pini, São Paulo, 2010.
- [7] Tittleboom, K. V.; Snoeck, D.; Wang, J.; De Belie, N. Most recent advances in the field of self-healing cementitious materials. In: 4th International Conference on Self-Healing Materials. Ghent, Belgium: Proceedings... p. 406-413, 2013.
- [8] RILEM. Self-healing phenomena in cement-based materials. Heidelberg: Springer Netherlands, v. 11. 2013.
- [9] Sisomphon, K.; Copuroglu, O.; Koenders, E. A. B. Self-healing of surface cracks in mortars with expansive additive and crystalline additive. Cement Concrete Composite, 2012;34:566–74.
- [10] Kuramoto, Y.; Matsuda, Y.; Nakamura, Y.; Irie, M. Verification of suppression of AAR by a metal carrying complex compound. In: Proceedings of 11th international conference of alkali-aggregate reaction in concrete. Quebec, Canada; 2000:1-9[in CD]
- [11] Xiao, X.; Zhang, Q.S.; Liang X.Y.; Zhang, X.N. Research on Chloride Ion Diffusion of Concrete Water-Based Capillary Crystalline Waterproofing and its Penetration Depth by Using Electron Microscope Advanced, Materials Research, 857 (2013) 27–34
- [12] Ourives, C. N.; Bilesky, P. C. Avaliação do Desempenho dos Sistemas de Impermeabilização por Cristalização Capilar do

- Concreto. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon, Salvador, Brasil, 2008.
- [13] Helene, Paulo; M. Lima; Maryangela. G.; Takagi, E.. M. Self-healing of self-compacting concretes made with brazilian blast furnace slag cements activated by crystalline catalyst. XII DBMC 02-05 de Setembro 2014 São Paulo- Brazil
- [14] Helene, Paulo; Takagi, E. M.; Lima, M.G. Contribution to study of the self-healing effect activated by crystalline catalysts in concrete structures when subjected to continuous exposure to water. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, 2012, Cape Town. Proceeding of 3rd International Conference of Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting. Cape Town: CRC Press, 2012. V. III. P. 1415-1419.
- [15] Almeida, I. R. A onda de concreto que flutua no M.A.R. Revista Concreto & Construções, IBRACON, V. 72, P. 100-110, Out-Dez. 2013
- [16] Helene, Paulo; Britez, C.; Bueno, S.; Pacheco, J. "Estanqueidade de lajes de subpressão. Caso MIS-RJ" In: Anais do 55º Congresso Brasileiro do Concreto, 2013, Gramado-RS.
- [17] Teng L.; Huang, R.; Chen, J.; Cheng, A; Hsu, H. A study of crystalline mechanism of penetration sealer materials. Materials (2014), 399–412.
- [18] Yodmatai, D. et al. Eater sorptivity, water permeability, autogenous shrinkage and compressive strength of concrete with crystalline materials. In: 15th national convention on civil engineering. 2010. Ubonrachatani: Proceedings
- [19] Whiting, D. Rapid determination of the chloride permeability of concrete. Final Report No. FHWA/RD-81/119, Federal Highway Administration, August 1981, NTIS No. 82140724.
- [20] Medeiros, M. H. F.; Borba, A. Y.; Filho, J. H.; Paulo Helene. Ensaio de migração de cloretos para concreto: influência do número de fatias extraídas", Revista Escola de Minas, Ouro Preto-MG (2012) 475-481.
- [21] Luping, T. Nilsson, L. "Rapid determination of the chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field." ACI Materials Journal, v. 89, n.1, (1992) 49-53.
- [22] MEHTA, P. K.; Monteiro, P. J. M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais, 2ª Ed., IBRACON, São Paulo, 2014.
- [23] Monteiro, Paulo; Helene, Paulo & KANG, S. Designing Concrete Mixtures for Strength, Elastic Modulus and Fracture Energy. Materials & Structures, v.26, p.443 – 452, 1993
- [24] Berke, N.S., Hicks, M.C. Estimating the life cycle of reinforced concrete decks and marine piles using laboratory diffusion and corrosion data. Corrosion forms and control of infrastructure, ASTM STP 1137, V. Chacker ad. ASTM. Philadelphia, 1992. p. 207-231.
- [25] Medeiros, M. H. F.; Gobbi, A.; Groenwold, J. A.; Paulo Helene. Previsão da vida útil de concreto armado de alta resistência com adição de metacaulim e sílica ativa em ambientes marinhos, Revista Escola de Minas, Ouro Preto-MG (2013) 59-65.
- [26] Andrade, C.; Whiting, D. A comparison of chloride ion diffusion coefficients derived from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration. Materials and Structures, v. 29, p. 476-484, 1996.
- [27] Helene, Paulo (2000), "Durabilidad. Interpretación y evaluación de resultados. Manual de Diagnósis e Intervención en Estructuras de Hormigón Armado" (Barcelona, Espanha: Collegi d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Barcelona), 1th edn., p. 87-102.
- [28] Medeiros, M. H. F. (2008), "Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente à ação de íon cloretos." Tese de Livre Docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [29] Ribeiro, D. V. (2014), Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise. São Paulo: Elsevier.
- [30] GUIMARÃES, A. T. da C. Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos. 2000. 241 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2000.
- [31] NUNES, J. L. O.; Guimarães, A. T. C.; Silveira, B. P.; Guimarães, D. L. C.; Oliveira, M. T.; Rodrigues, N. D. Intensidade de ataque de cloretos: considerações sobre a distância do concreto em relação à água do mar. In: Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica - SEMENGO. Rio Grande, FURG, 2004.
- [32] GUIMARÃES, A.T.C., CASTRO, P., NUNES, J.L.O., "Teor de Cloretos Próximos a Superfície do Concreto em Ambientes Marítimos", In: Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul, Brasil, 2007.
- [33] ANDRADE, J. J. (2005), "Vida útil das estruturas de concreto." In: Concreto: Ensino. Pesquisas e Realizações. Geraldo Isaia (Ed.). Ibracon, São Paulo, p.923-951.

# Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage

## *Interação solo-estrutura: análise contemplando fluência e retração do concreto*



L. M. P. ROSA <sup>a</sup>  
lucianamprosa@gmail.com

B. R. DANZIGER <sup>b</sup>  
bernadeterd@hotmail.com

E. M. L. CARVALHO <sup>a</sup>  
elianemaria55@gmail.com

### Abstract

The paper presents some results from Rosa's [1] research that aimed to verify the effect of creep and shrinkage of the concrete in soil-structure interaction. The construction consists in a 17 storeys building. It is set down on shallow foundation, in the central part of the construction, and steel piles, on the boundary. The structure was submitted to instrumentation during construction, including the monitoring of foundation settlements and columns deformation. It was possible to compare the structural design with a numerical refined structural analysis. Comparisons of the structural and foundation design with and without due consideration of soil-structure interaction are also presented. Finally, the different design assumptions were confronted with instrumentation results, both related to foundation settlements and to columns loading as well. Attention is pointed out on the effect of concrete creep and shrinkage in the soil-structure interaction analysis.

**Keywords:** soil-structure interaction, foundation settlements, instrumentation.

### Resumo

O presente artigo apresenta alguns resultados da pesquisa de Rosa [1], que teve por objetivo verificar o efeito da fluência e retração do concreto na interação solo-estrutura. Foi analisada uma edificação com 17 pavimentos mais subsolo, em fundação mista, submetida à instrumentação de campo contemplando o monitoramento de recalques e deformação de alguns pilares, ao longo do processo construtivo. Foi possível comparar o projeto do calculista com uma análise numérica mais refinada. Também se comparou o projeto, sem considerar e considerando a interação solo-estrutura. Finalmente, os diferentes cenários de projeto foram confrontados com os resultados experimentais, tanto em relação aos recalques como aos esforços nos pilares instrumentados. Atenção particular foi dada ao efeito da consideração da fluência e retração do concreto na análise da interação solo-estrutura.

**Palavras-chave:** interação solo-estrutura, recalque, instrumentação.

<sup>a</sup> Fluminense Federal University, Civil Engineering Department, Niterói, RJ, Brazil;

<sup>b</sup> State University of Rio de Janeiro, Structure and Foundation Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

## 1. Introduction

In section 5.5 of the last review of ABNT NBR 6122 [2] Foundation Rule, it is recommended that “In structures where the deformability of foundations can influence the distribution of stresses, the soil-structure interaction or foundation-structure interaction must be considered in design”.

In the case of structures settled on mixed foundations, which are those including some columns founded on shallow foundation and other columns resting on deep foundation, the soil-structure interaction assumes a relevant premise in design. In fact, in mixed foundation the heavily loaded central columns are commonly founded on shallow footings with a high contact area with the soil mass and the less loaded peripheral columns are founded on piles. The pile settlement is commonly much smaller than the settlement of the shallow foundation. The deformability of the foundation soil can significantly influence the distribution of stresses. In accordance to the Brazilian Standards, this kind of project should also include a soil-structure interaction analysis, an issue that is not commonly considered in current practice.

This paper includes part of Rosa’s doctoral research [1] consisting of the analysis of a building in mixed foundations submitted to settlement instrumentation and monitoring of the stresses and the deformation of some columns during the complete construction process. A settlement prediction is made for various construction stages. The settlements magnitude and its distribution in the foundation plant were estimated based on a consistent soil model. A detailed structural model for the structure was also considered.

The structural analysis has been performed with the aid of a three-dimensional elastic model of the structure, using a program based on the finite element method (MEF). Due to the consistent soil and structural model adopted in design, it was possible to establish a comparison of the predicted and the measured behavior of the soil structure interaction.

The results of the soil-structure interaction analyses for the different construction stages were interpreted. The effects of creep and shrinkage of the concrete on soil-structure interaction have also been interpreted.



Figure 1  
Building frontal view

## 2. Soil characterization and structure description

The structure consists in a residential building located in Niterói, RJ, with 12 floors, a roof, a first floor of common use, the ground floor, a semi-underground floor and the underground, shown in Figure 1. The structure is in reinforced concrete with a conventional geometry, resting on mixed foundations (Figure 2 (a)). Part of the columns is founded on deep foundation consisting in steel driven piles and part of the columns is founded on footings.

The geotechnical profile is shown in Figure 2 (b). The soil profile indicates a sedimentary uniform deposit, consisting of a landfill on its surface, with a thickness of approximately 0.7 meters in almost all borings. Below the landfill, a layer of sandy clay is observed, with a thickness varying between 1 and 2 meters. The sandy clay layer over-

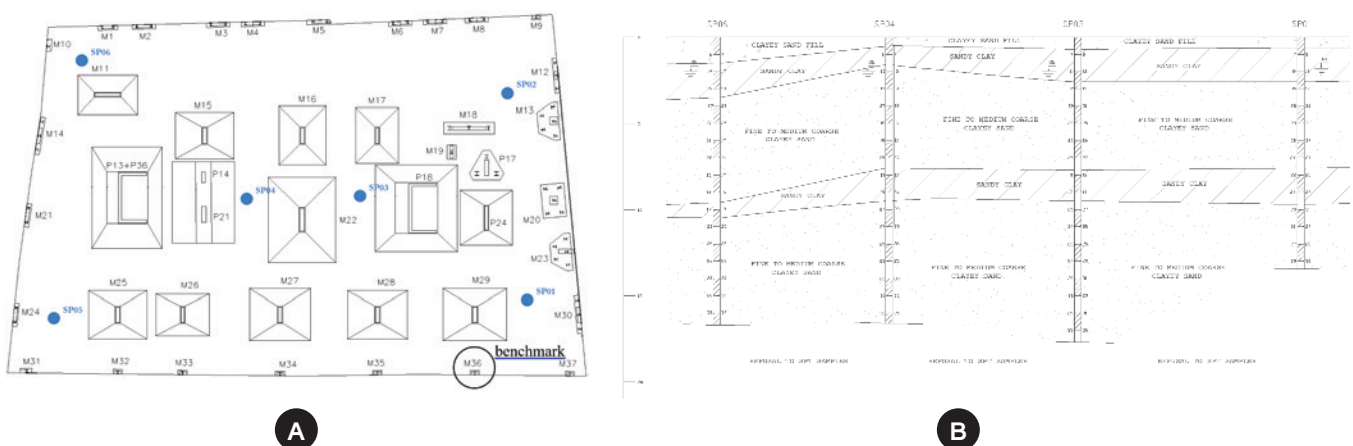


Figure 2  
(a) Foundation plan; (b) Geotechnical profile

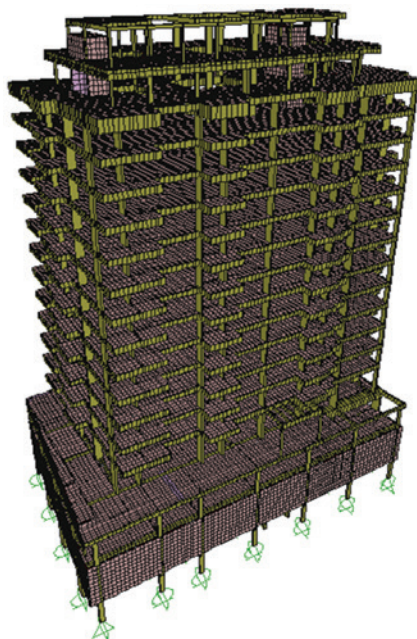
lies a layer of thin, medium and coarse clayey sand, with a thickness ranging from 5 and 8 meters. These two layers, in turn, are laid on another layer of sandy clay, with a thickness of approximately 2 meters. Finally, another layer of fine, medium and coarse sand, with a variable thickness occurs up to the depth of SPT sampler refusal, where the borings were interrupted. The water level is about 2m below ground level in the boring logs. The location of the SPT borings is also shown in Figure 2 (a).

The shallow foundations are embedded into a depth of -4.65 m from the ground level, except for P13 + P36, P14 + P21, M15, M16, M17, M22, P18 and P24 columns, whose foundation rest at -6.52 m depth. The ground level at the time of the soil borings is considered as the reference level. All the shallow foundations are embedded into a sandy soil layer of medium density. According to the project data, an allowable soil stress of 0.4 MPa was considered in the foundation design. The H shaped steel piles had length ranging from 14 m to 23.4 m.

### 3. Structural model

From the building's plants, a three-dimensional structural model in finite elements was conceived with the aid of the SAP2000 commercial program. The beams and columns were modeled as bar elements and the slabs and the structural wall as plate elements as shown in Figure 3.

Different models were created for the structure analysis. The first model considered the structure founded on rigid supports and its main purpose was to compare the column loads obtained in the numerical analyses with the loads estimated from the original design. Differences found in the loads magnitude were close to 3%. Such small difference is due to the fairly regular geometry of the building itself and the conventional conception of the structural model.



**Figure 3**  
Numerical model of the building under study

### 4. The field instrumentation

The construction started in early 2011 and field observation initiated in July 2011. Six constructive steps including the instrumentation of some columns were monitored between November 2011 and June 2012. The instrumentation is detailed in the next section. The field instrumentation aimed to monitor the settlement and deformation of the columns over time. Measurements were taken at various construction stages.

The settlement measurements involved the development of a precise optical leveling based on a deep reference, considered at a fixed point of the structure with insignificant predicted settlement in view of the estimated settlement of the most heavily loaded columns on shallow foundation. Stainless steel pins were installed on the external faces of 11 columns of the structure on the underground floor, at a height of approximately 30 cm above the floor. The procedure for settlement measurement consisted basically of leveling the column pins in relation to an external fixed reference, called "benchmark". The benchmark is commonly installed in a place protected against any external and internal cause that may interfere or have some influence on the actual measurements. The benchmark is also shown in Figure 2 (a). The pins served as support for the ruler. With periodic leveling, it was possible to obtain the settlements in different phases of loading and construction of the building.

In the specific case of this construction, it was not possible to select an external reference, since there was no external point, placed anywhere externally and in the surroundings, visualized from the building site, where it would be guarantee of not presenting any movement at all. In addition, the research team had not enough financial support to provide a benchmark internally to the construction site. Then it was decided to select an internal column as a reference. The reference column was selected as the one with



**Figure 4**  
Construction aspect at the second construction stage

**Table 1**  
Construction stages

Model	Construction stage	Time (days)
Start	-	0
1 <sup>st</sup> reading	Structure built up to the 4 <sup>th</sup> floor	203
2 <sup>nd</sup> reading	Structure built up to the 5 <sup>th</sup> floor	217
3 <sup>rd</sup> reading	Structure built up to the 9 <sup>th</sup> floor, masonry concluded up to the 4 <sup>th</sup> floor	266
4 <sup>th</sup> reading	Structure built up to the cover ceiling, masonry concluded up to the 10 <sup>th</sup> floor, wall coverings finished up to the 2 <sup>nd</sup> floor	310
5 <sup>th</sup> reading	Structure finished, masonry concluded up to the 11 <sup>th</sup> floor and wall covering finished up to the 3 <sup>rd</sup> floor	336
6 <sup>th</sup> reading	Structure finished, masonry concluded and wall covering finished up to the 7 <sup>th</sup> floor	413

estimated settlement much lower than any other column that would be instrumented in the construction site.

Settlement measurements were carried out in 6 constructive steps. Figure 4 shows the construction stage of the building at the 2<sup>nd</sup> measurement stage, in December 2011.

It is noteworthy to emphasize that the first measurement occurred with the construction built up to the fourth floor. Thus, the first instrumented stage will be considered as the “zero” reading and the other measurements based on this reference.

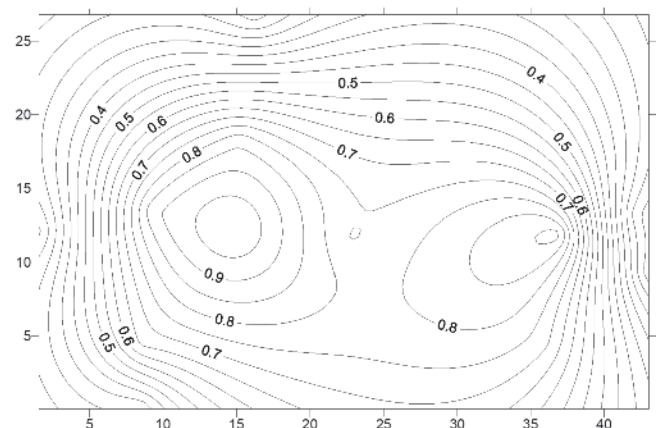
**Table 2**  
Instrumented columns and foundation type

Columns*	Foundation type
M15	Shallow
M20	Deep
M21	Deep
M22	Shallow
M23	Deep
M25	Shallow
M28	Shallow
M29	Deep
M32	Deep (reference)
M36	Shallow
P13 + P36	Shallow
P18	Shallow
P24	4

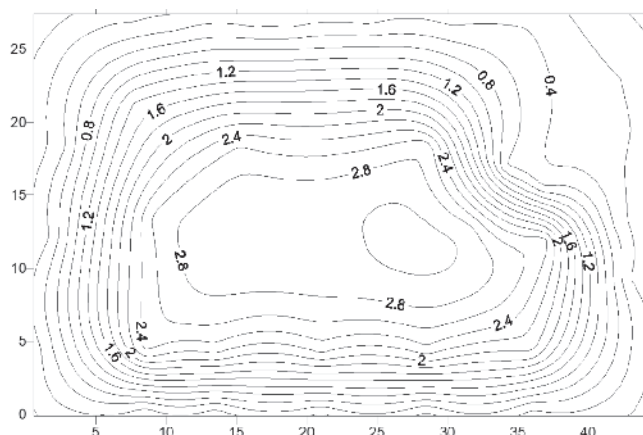
\*(For columns location, see Figure 2(a))

For each stage with measured settlements, a corresponding structural model was conceived, with actual loads corresponding to this particular construction stage. Table 1 indicates the constructive stages in which the measurements were made and the date when they took place. Table 2 lists the instrumented columns submitted to settlement monitoring and the type of foundation, whose location are indicated in Figure 2 (a).

Figure 5 shows the curves of settlements distribution for the 6<sup>th</sup> and last instrumented step. The curves join the points, in a plan-view, interpolated from the measured settlements. At this 6<sup>th</sup> stage the structure and masonry of the whole building was already completed and wall covering finished up to the seventh floor. It was observed that the largest settlements occurred in the columns supported on shallow foundations. Much lower values have



**Figure 5**  
Measured settlements distribution curve for the 6<sup>th</sup> construction stage, values in centimeter



**Figure 6**  
Estimated settlements distribution curve for the complete structure according to original design, values in centimeter

been observed for the columns supported by steel piles driven into high resistance soils, as expected.

In all the stages with instrumented settlements the registers of columns deformation were also carried out. Besides the settlement and columns deformation registers, the environmental temperature and the humidity present in the air were also measured by the use of a thermo-hygrometer. There was no significant variation in the measurements of temperature and air humidity. The mean values measured were 27 degrees Celsius, for the temperature, and 75% for the degree of moisture in the air. These values have been considered in the analyses considering the creep and shrinkage that will be presented in section 6.3.

## 5. Settlement prediction

The method of Aoki and Lopes [3] was adopted for settlement estimation. The method calculates tensions and settlements inside the soil mass caused by a group of loads transmitted from piles and footings to the foundation soil. The transmitted loads are decomposed into an equivalent system of concentrated loads, whose effects are superimposed at the points under study.

Based on a computational program developed by Aoki-Lopes [3] the settlements caused by the whole group of the column loads were estimated.

It is important to note that these values were calculated with the main purpose of checking the locations with the larger and lower settlement in the foundation plan and to have an idea of the order of magnitude of the estimated settlements.

Figure 6 shows the estimated curves of settlements distribution for the design loads, with no consideration of soil-structure interaction. Note that for the columns resting in deep foundation the settlement presented much smaller values compared to those columns resting on footings. The highest settlement values occurred for the central columns. The lower settlement values occurred for the columns positioned at the building periphery, with deep foundation.

It should be noted that the settlements measurements started with the reinforced concrete finished up to the 4th floor. The estimated

settlements in Figure 6 consider the complete structure and for the loads calculated in the original design.

## 6. Structural analyses

### 6.1 Numerical models

A structural model was conceived for each instrumented stage of the construction process. It was possible then to compare, for each stage, the measured loadings with those calculated from the numerical analysis for each construction phase.

In a preliminary phase of the numerical analysis, the loads were applied to the model for each construction stage considering the dead loads transferred from the columns to rigid support. The settlements were then estimated considering the loads obtained in each numerical model relative to each constructive stage. The Aoki-Lopes [3] method was adopted.

In the subsequent phases of the analysis the supports did allow to present vertical settlements. Since the footings rest in a sandy layer, characterized by a rapid compressibility, the model conceived to represent the soil behavior was composed by linear springs. The soil spring stiffness values were estimated from the loads transmitted to the foundations and the respective calculated settlement. This procedure was followed for all the construction stages, in order to reproduce the compressibility of the sand layer during the whole construction.

The estimation of the stiffness coefficients of the representative springs of the soil model was based on the definition of the coefficient of soil reaction, represented by  $K$ , which is the ratio of the working load and the settlement, expressed in kN/m.

The values of the stiffness coefficients, estimated as explained above, were considered as a boundary condition in the structural model for the following iteration. Several iterations were made for each numerical model up to the convergence of successive stiffness values. The convergence was observed after 3 iterations.

### 6.2 Calculated settlements compared to measured settlements

From the numerical models conceived for each construction stage, it was possible to compare the measured settlements with the estimated settlements. Figures 7 (a), 7 (b), 7 (c) and 7 (d) show the estimated settlement distribution curves for the 6<sup>th</sup> construction stage, considering rigid supports, Figure 7 (a), and considering each of the successive 3 iterations calculated with soil-structure interaction, respectively.

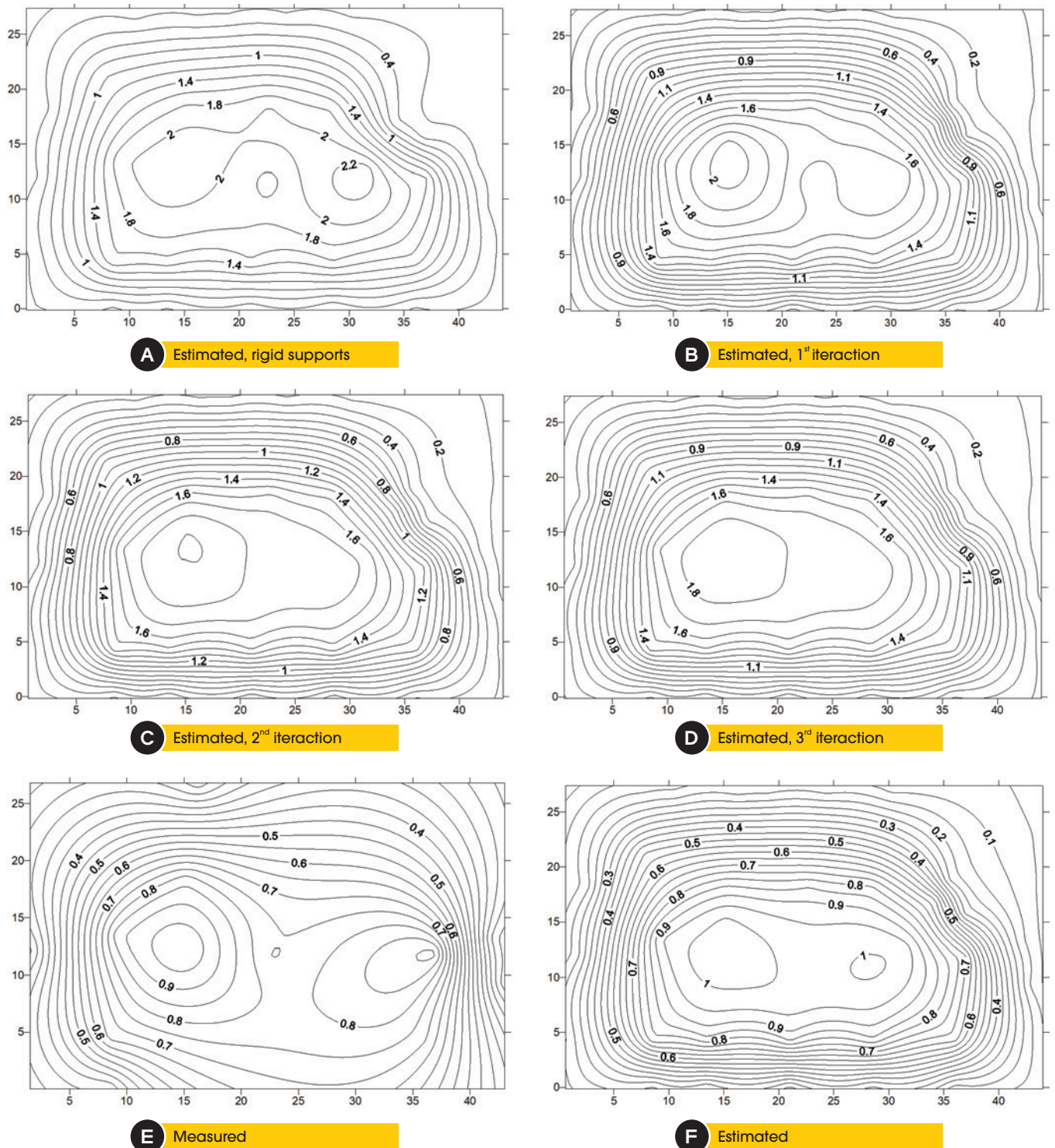
It can be observed that the largest settlements are estimated for the model loads relative to the rigid support. After the introduction of the soil-structure interaction effect in the analysis, there is an evident change in the position in plan of the largest settlements. On the other hand, the difference is not very clearly observed in the settlement distribution when a much degree of refinement is incorporated in the analyses (higher number of iterations), until settlement convergence is attained. The complete and detailed results can be better followed in Rosa's research [1].

It was also verified that these multiple iterations analyses are very laborious and do not result in significant differences in the



settlement behavior in the several iterations besides the first, when considering the soil structure interaction effect. No significant difference was observed in the settlement distribution in plan and no relevant difference was also noted in the load foundation redistribution,

after the first iteration. Since the foundation represents the last phase of the project and the first of the construction, the authors consider that for current projects, with short deadline, the analysis of the soil structure interaction can be justified in one single iteration analysis.



**Figure 7**  
Settlements distribution curves for the 6<sup>th</sup> stage, values in centimeters

The proceeding analyses performed by Rosa [1] compare the estimated settlement distribution to the measured settlement distribution. This comparison aimed at the evaluation of the estimated compressibility parameters of the soil mass and the ability of the Aoki-Lopes method to predict the measured settlements satisfactorily. It should be pointed out that although the Aoki-Lopes method [3] has been originally conceived for deep foundations, it can also be used for shallow and mixed foundations, as in the present case. For the 6<sup>th</sup> construction stage, the measured values are illustrated in Figure 7 (e) and predicted settlements in Figure 7 (f). Once the measurements initiated after the beginning of the construction, the calculated settlements correspondent to the loads acting up to the start of the instrumentation were reduced from the total calculated settlement. Those are the settlement shown in Figure 7 (f).

It can be observed that Figures 7 (e) and 7 (f) are similar, with higher settlements of 1 cm, in the central part of the building, especially in the locations where the columns are founded on footings. In the part of the foundation plan with preponderance of deep foundation much smaller settlements were observed.

The similarity in the settlements values indicates the suitability of the soil compressibility model, which had already been observed by Conde de Freitas et al [4]. The similarity of the settlement distribution between curves Figures 7 (e) and 7 (f) reveals the adequacy of the numerical model to reproduce soil structure interaction behavior.

It is worth recalling the effect of the construction sequence on the soil x structure interaction observed by Gusmão Filho [5] and illustrated in Figure 8. Figure 8 shows the increase in settlement with the progress of the construction stages. At the same time the increase in the average settlement is observed, due to the increase of the loading, the variability of the settlement decreases. In fact, the coefficient of variation of the settlement tends to decrease with the advance of the construction due to the interaction effect.

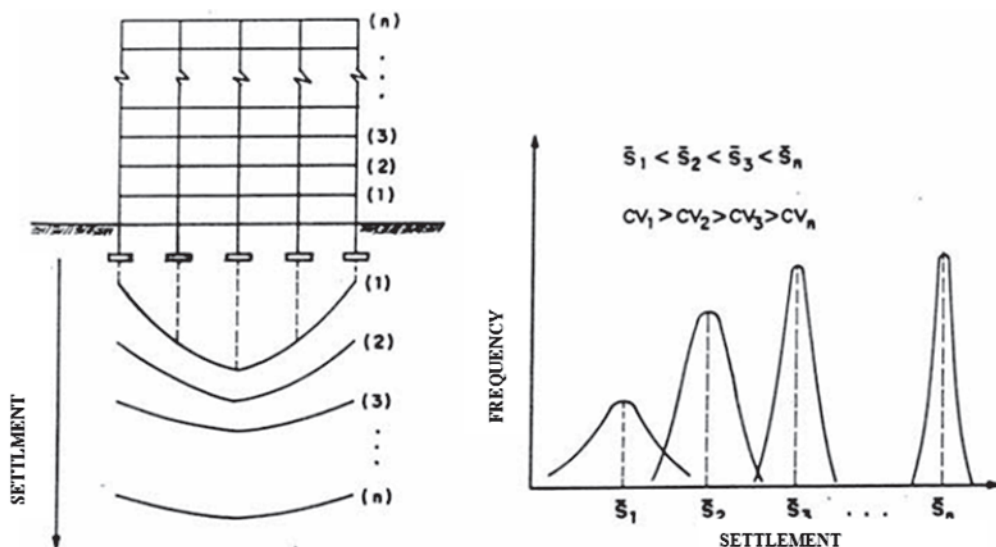
Figures 9 (a), 9 (b) and 9 (c) illustrate this same effect for the building under study. Since settlement instrumentation did not start at

the beginning of construction, the statistical values (mean, standard deviation and coefficient of variation) were calculated adding to the measured settlement the value of settlement estimated for the loading correspondent to the initial of the instrumentation. Calculated settlements were taken from the beginning of construction. Figures 9 (a), 9 (b) and 9 (c) illustrate, respectively, the mean, standard deviation and coefficient of variation of the estimated and the measured settlements. The calculation of the mean was made considering the sum of the settlements in each instrumented column divided by the number of columns (11), for each of the instrumented stage (6 stages). The standard deviation and coefficient of variation, which is the ratio of the standard deviation to the mean, were also calculated and shown in the figure.

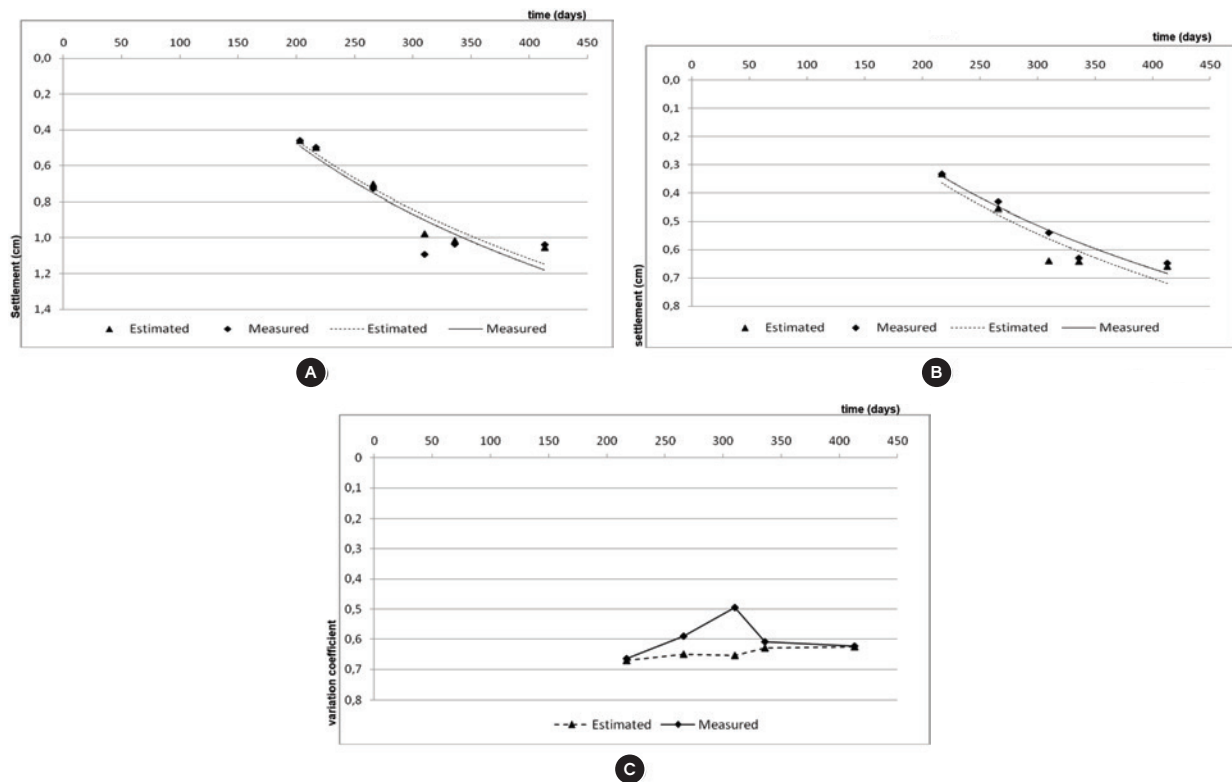
It is observed that the mean measured settlement is practically coincident with the mean estimated settlement, except for the interval of 310 days from the beginning of the instrumentation, precisely at the time when 3 readings were lost. Possibly, the reduction in the number of observations resulted in the impairment of the mean instrumented settlement value. Otherwise, it was also observed that the mean calculated settlement, in the same interval (310 days), which included the average of 11 values, approached much closer to the overall trend, compared to the measured settlement curve at this same interval, whose mean moved apart from the overall behavior.

The measured standard deviation values were also very close to the calculated values, except for the reading corresponding to the same interval (310 days), precisely the same interval when 3 readings were lost. Possibly, impairment of the mean value resulted in the same effect on standard deviation. However, while the mean estimated settlement has approached to the overall trend, the standard deviation did not follow the same tendency. No reason for such an outcome has yet been identified.

Once the measured settlements at the beginning of the instrumentation were considered the same as that estimated, the curve representing the mean, the standard deviation and the coefficient of



**Figure 8**  
Effect of construction sequence, Gusmão Filho [5]



**Figure 9**  
(a) Average, (b) Standard deviation and (c) Variation coefficient of the measured and calculated settlements

variation start in the same instant in Figure 9. For the estimated curve, the coefficient of variation reduced throughout the construction process, but very slowly. For the measured curve, the coefficient of variation presented higher amplitude of variation, possibly due to loss of some readings, as explained previously. It should be noted that, despite the differences that occurred during loading, the coefficient of variation were practically the same at the extremes of the instrumentation interval. That behavior has been observed as an overall pattern for similar instrumented constructions. The greater redistribution of loads and settlements uniformity usually takes place at the beginning of construction, when the rigidity of the structure increases during the construction of the first floors. Experimental observations demonstrate that the first floors are submitted to interaction effect in its most intensive extent. That is the reason why the presence of excessive settlements results in most intense structural damages precisely on the first floors. Unfortunately, the initial phase of the construction was not instrumented in the present case. As the present case study consists of a common residential building, with a very tight schedule, the authors were not allowed to change any planned events, despite all the support received from the construction team. The moment the instrumentation was allowed to start and the authors could begin the measurements, the construction had already advanced towards the fourth floor. It was not possible, therefore, to observe the interaction effect and estimate the coefficient of variation during the period it should undergo the more significant variation, in the first construction stages. The reduction in the coefficient of variation

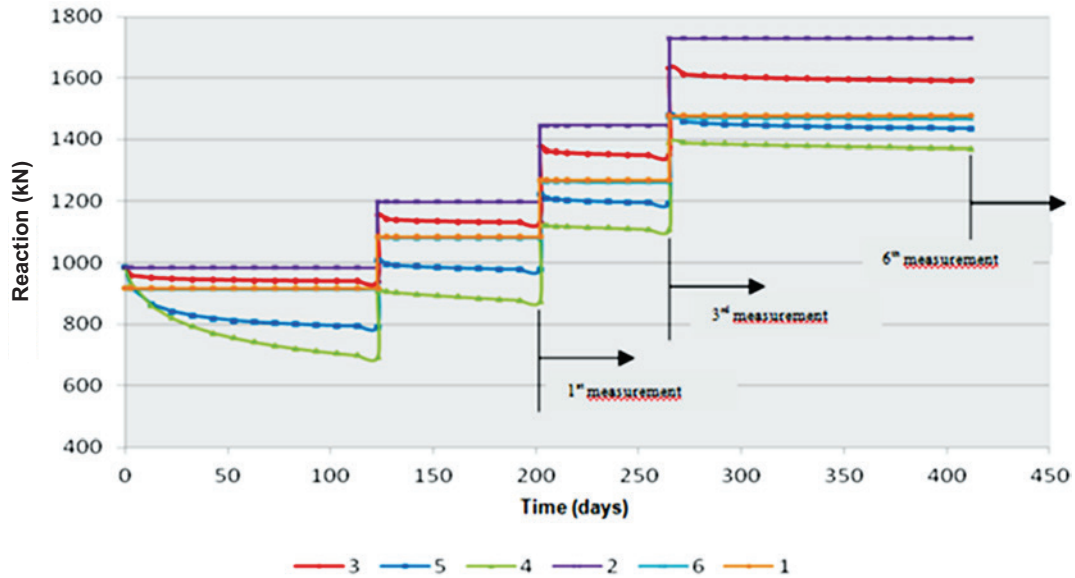
with the construction sequence was then observed, in the present case, but in a much more tenuous extent.

Referring to Figure 8, it can be observed that Gusmão Filho [5] already illustrated the most significant interaction effect and reduction in the settlement standard deviation in the first construction stages.

### 6.3 Analysis considering concrete creep and shrinkage

The previous analyses were useful to calibrate the model with respect to the soil characteristics and to allow the selection of an adequate stiffness coefficient  $K_f$  representative of the soil behavior for each columns support. The soil stiffness coefficient of the representative soil model  $K_f$  was estimated as the ratio of load to estimated settlement, given in kN/m. The  $K_f$  estimated by the calculated and the measured settlement presented a satisfactory agreement for the instrumented columns. Further analyses were based on stiffness coefficients upon updating the  $K_f$  values corresponding to the 6<sup>th</sup> constructive stage after the 3<sup>rd</sup> iteration.

The soil structure interaction analysis including the concrete creep and shrinkage was conducted with the use of SAP2000 program, which is based on the formulations of the CEB-FIP Model Code [6]. For adoption of CEB recommendations, it is necessary to use empirical coefficients based on chosen parameters, geometric characteristics and mechanical properties of the structure, such as: the concrete compressive strength ( $f_{ck} = 35$  MPa), concrete elasticity



**Figure 10**  
Compressive resistance with elapsed time after the initial of construction for column M5, for the 6 models

modulus ( $E_{ci} = 34 \times 10^3$  MPa), cross section of components of the structure, relative humidity of the environment (75%), age and duration of loading and type of cement (0.25, in the present analysis, corresponding to a normal hardening concrete). In regard to the age and duration of the loading, the construction stages according to in Table 1 were considered.

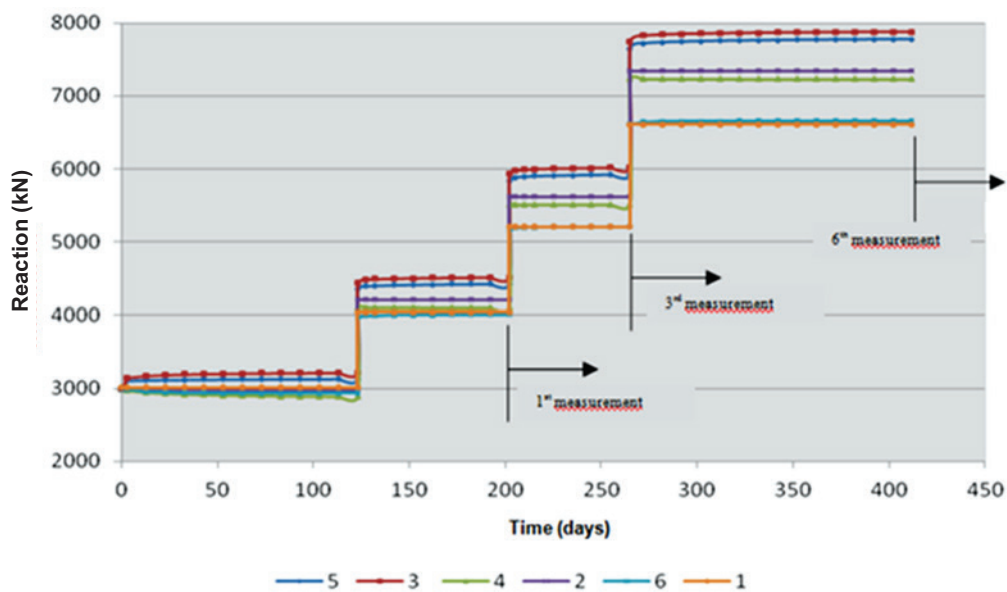
It is important to emphasize that for the analysis considering the concrete creep and shrinkage it was not necessary to consider all the construction stages, (1 to 6), listed in Table 1. The reason is the very small increase in loading between certain stages. In some cases, the intervals between stages were also very short. In addition, a loading step before the start of the instrumentation interval (before the “zero” reading) was added. It was included in order to consider the load corresponding to the construction of the foundation, the underground, the partly-embedded floor, the ground floor and common use floor (PUC). This loading was added

aiming at a better observation of the effects of the concrete creep and shrinkage.

Six models were conceived for the present case analyses in the course of time, as described below:

- 1) Structure resting on rigid supports;
- 2) Structure resting on elastic supports;
- 3) Structure resting on elastic supports and structural material subjected only to creep effect;
- 4) Structure resting on elastic supports and structural material subjected only to shrinkage effect;
- 5) Structure resting on elastic supports and structural material subjected to both creep and shrinkage effect;
- 6) Structure resting on rigid supports and structural material subjected to both creep and shrinkage effect.

Figures 10 and 11 show the compressive reactions on two typical columns, M5 and M22 with elapsed time after the beginning of



**Figure 11**  
Compressive resistance with elapsed time after the initial of construction for column M22, for the 6 models

construction for the models 1 to 6 listed above. In these figures, the successive steps characterize the loading stages.

Figure 10 shows the compressive reactions in column M5 resting on deep foundation (location shown in Figure 2 (a)). For this column, the upper bound load is related to the structure on elastic supports and without the effect of creep and shrinkage (model 2 above), while the lower bound is related to the structure on elastic support and subjected only to the shrinkage effect (model 4). The effect of the creep resulted in the reduction of the compressive reaction in this column while the soil-structure interaction resulted in the reaction increase. The compressive reaction corresponding to model 5, including the effect of creep and shrinkage, is situated between these two limits.

Figure 11 illustrates the compressive reactions in column M22, resting on a shallow foundation. In column M22 a redistribution of load caused the increase of the compressive reaction in all the steps of analysis.

The creep effect, in this column, resulted in increased compressive reaction for all stages, with the effect also increasing with elapsed time. A change in behavior was observed compared to the other columns analyzed in this research. In fact, soil structure interaction and creep in concrete components always presented effects in opposite directions.

The effect of the shrinkage indicated to be of minus relevance for this column, and caused a reduction in compressive loads.

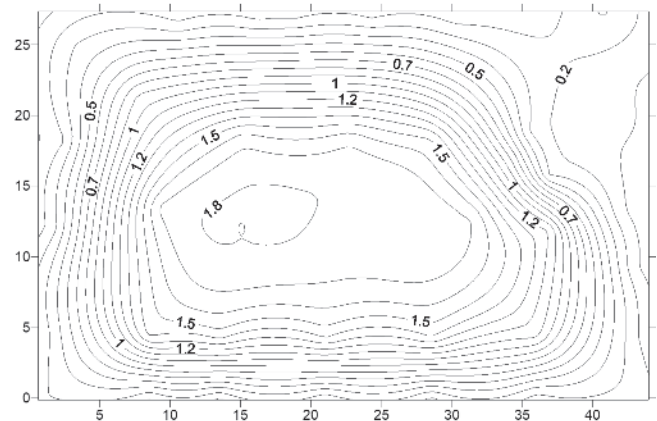
The authors observed, therefore, that in the great majority of the instrumented columns the effect of creep was contrary to the loading redistribution effect on soil structure interaction. The effect of the shrinkage was not significant. Gonçalves [7] also observed that the shrinkage effects were small and occurred mainly in the initial loading interval and more intensively in the region of high rigid support. From the interval of 140 days after the beginning of construction, the effects of shrinkage were also not significant.

Figure 12 shows the settlement distribution curves, after the 6<sup>th</sup> construction stage, considering the soil-structure interaction and the effects of creep and shrinkage. The settlement distribution curves without consideration of creep and shrinkage effects were presented in Figure 7 (d). The effect of creep and shrinkage did not change the distribution of the settlement in plan for the case analyzed in this article. Their effect did not also modify the maximum settlement value, as observed when comparing Figure 7 (d) and Figure 12.

It can be concluded that for the case under study, the combined effect of creep and shrinkage did not contribute to a greater uniformity in the settlement distribution compared to the relevant effect of soil structure interaction.

Figure 13 shows the settlement distribution curves after the 6<sup>th</sup> construction stage. In Figure 13 the estimated settlement prior to the existing loads at the beginning of the instrumentation was not considered. Figure 13 includes: (a) measured settlements, (b) calculated settlements considering soil-structure interaction, and (c) calculated settlements considering soil-structure interaction including creep and shrinkage effects.

A higher consistency can be observed when one compares the measured and the estimated settlement including only the soil structure interaction. In addition to the interaction, if the effect



**Figure 12**

Settlement distribution for the 6<sup>th</sup> construction stage, considering soil structure interaction and concrete creep and shrinkage effect, values in centimeters

of creep and shrinkage are also considered, a change in behavior can be observed in the central of the figure, with a much relevant uniformity of the settlements, higher than was actually observed in the measured curve. A difference in behavior can also be observed close to the corners of Figure 13, with a much sharply reduction in the curve when the creep and shrinkage effect are considered.

The main observation of this case study is that the effect of concrete creep and shrinkage in the numerical analysis points toward an evaluation in excess of its real significance when compared to the numerical analysis considering only the interaction effect, which presented a much closer approximate agreement to the instrumentation results.

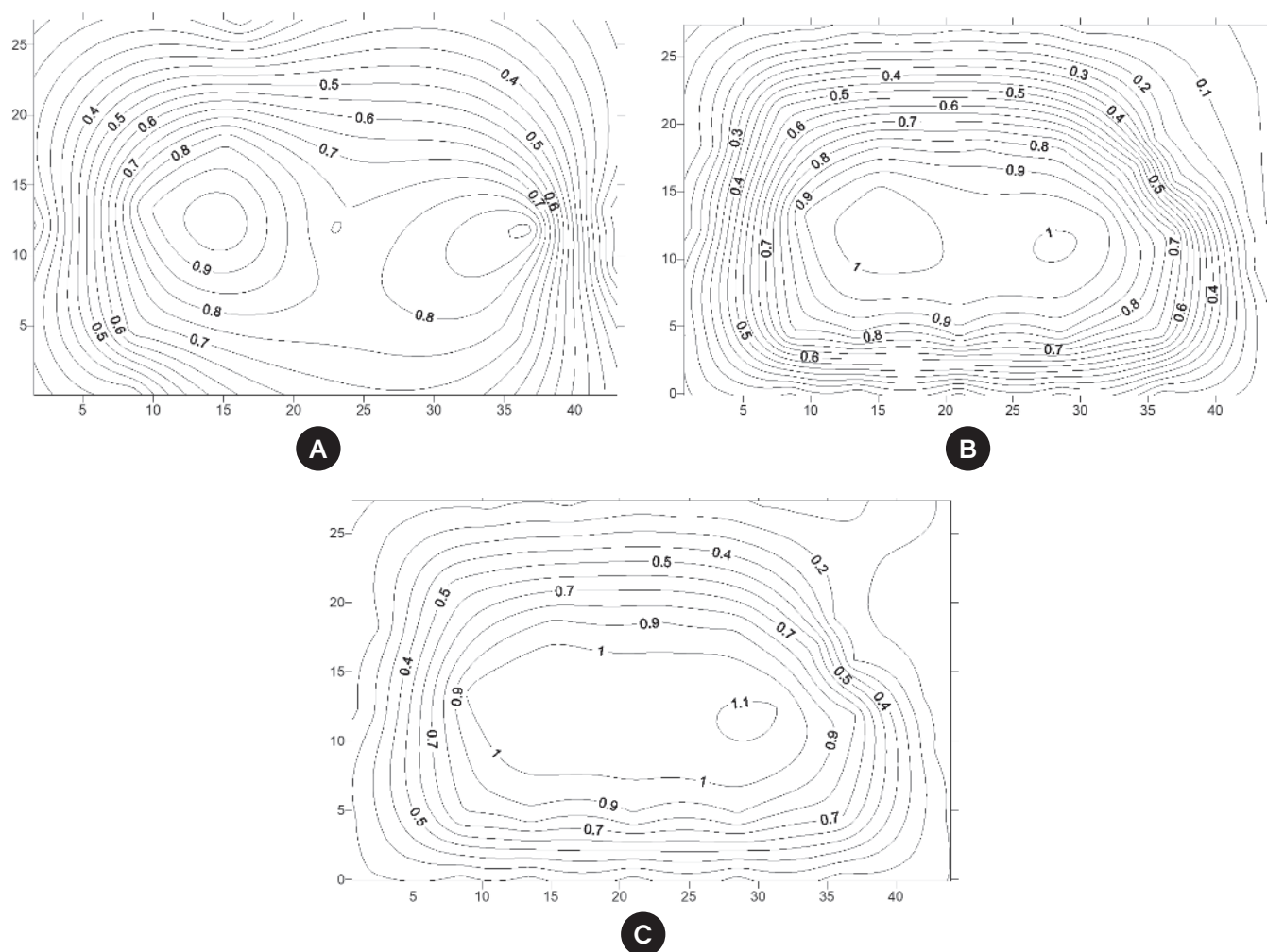
## 7. Conclusions

The article presented the soil structure interaction analysis of a case study of a building founded on mixed foundations, with some columns resting on footings and others resting on steel driven piles. An extensive field instrumentation program was carried out with columns settlement and deformation measurements. The complete research results were presented by Rosa [1].

The article demonstrated the adequacy of the available numerical tools in reproducing structural behavior and group effect in soil settlement prediction. The ability to properly estimate an approximate value of soil compressibility model is also emphasized. This ability allows a consistent analyzes of soil structure interaction.

It was observed that the mean and standard deviation values of the measured settlements were found to be in very close agreement with the mean and standard deviation of the calculated settlements.

The multiple iterations analyses were observed to be very laborious and not justified in current cases, once do not result in significant differences in the settlement distribution behavior. The authors propose just one analyzes for soil structure interaction in current foundation reactions support.



**Figure 13** Settlement distribution curves for the 6<sup>th</sup> stage: (a) measured; (b) estimated and (c) also considering concrete creep and shrinkage effect, values in centimeters

The authors observed that effect of concrete creep was contrary to the effect of soil structure interaction in relation to loading redistribution on columns foundation. When the column reaction increased, due to soil structure interaction, the effect of concrete creep caused the opposite effect. When column reaction increased, due to concrete creep, the effect of soil structure interaction caused a reduction in the column compressive reaction. The concrete creep and shrinkage effect in the numerical analysis pointed out to an evaluation based on the CEB-FIP Model Code [6] recommendations in excess of its real significance when compared to the effect of the soil structure interaction alone.

## 8. References

- [1] ROSA, L. M. P. Soil structure interaction: analysis considering creep in concrete (In Portuguese) Niterói, 2015, DSc Thesis – Civil Engineering Department, Fluminense Federal University, 204 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Foundations Design and Execution (In Portuguese). - NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.
- [3] AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan American CSMFE, Buenos Aires, v.1, p.377-386, 1975.
- [4] CONDE DE FREITAS, A.; PACHECO, M.; DANZIGER, B. R. Estimating Young Module in Sands from the Normalized  $N_{60}$  Blow Count. Soils and Rocks, vol. 35, n.1, 2012.
- [5] GUSMÃO FILHO, J. Contribution to foundation practice: a experience from the city of Recife. Full professor These (In Portuguese), UFPE, Recife, 1995, 251 p.
- [6] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford
- [7] GONÇALVES, J.C. A Influência dos Recalques das Fundações no Comportamento de Edificações ao Longo do Tempo. Rio de Janeiro, 2010, Tese (doutorado), Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 312 p.

# Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage

## *Interação solo-estrutura: análise contemplando fluência e retração do concreto*



L. M. P. ROSA <sup>a</sup>  
lucianamprosa@gmail.com

B. R. DANZIGER <sup>b</sup>  
bernadeterd@hotmail.com

E. M. L. CARVALHO <sup>a</sup>  
elianemaria55@gmail.com

### Abstract

The paper presents some results from Rosa's [1] research that aimed to verify the effect of creep and shrinkage of the concrete in soil-structure interaction. The construction consists in a 17 storeys building. It is set down on shallow foundation, in the central part of the construction, and steel piles, on the boundary. The structure was submitted to instrumentation during construction, including the monitoring of foundation settlements and columns deformation. It was possible to compare the structural design with a numerical refined structural analysis. Comparisons of the structural and foundation design with and without due consideration of soil-structure interaction are also presented. Finally, the different design assumptions were confronted with instrumentation results, both related to foundation settlements and to columns loading as well. Attention is pointed out on the effect of concrete creep and shrinkage in the soil-structure interaction analysis.

**Keywords:** soil-structure interaction, foundation settlements, instrumentation.

### Resumo

O presente artigo apresenta alguns resultados da pesquisa de Rosa [1], que teve por objetivo verificar o efeito da fluência e retração do concreto na interação solo-estrutura. Foi analisada uma edificação com 17 pavimentos mais subsolo, em fundação mista, submetida à instrumentação de campo contemplando o monitoramento de recalques e deformação de alguns pilares, ao longo do processo construtivo. Foi possível comparar o projeto do calculista com uma análise numérica mais refinada. Também se comparou o projeto, sem considerar e considerando a interação solo-estrutura. Finalmente, os diferentes cenários de projeto foram confrontados com os resultados experimentais, tanto em relação aos recalques como aos esforços nos pilares instrumentados. Atenção particular foi dada ao efeito da consideração da fluência e retração do concreto na análise da interação solo-estrutura.

**Palavras-chave:** interação solo-estrutura, recalque, instrumentação.

<sup>a</sup> Fluminense Federal University, Civil Engineering Department, Niterói, RJ, Brazil;

<sup>b</sup> State University of Rio de Janeiro, Structure and Foundation Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

## 1. Introdução

A última atualização da Norma de Fundações da ABNT NBR 6122 [2] preconiza, em seu item 5.5, que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura”.

No caso particular de fundações mistas, que contemplam a utilização de fundações diretas e profundas, com os pilares da lâmina central, mais carregados, assentes em sapatas com elevada área de contato com o solo superficial e os pilares periféricos, menos carregados, em estacas, a deformabilidade das fundações pode influenciar de forma relevante a distribuição de esforços. Neste caso, o projeto deve ser estudado, em conformidade com a Norma Brasileira, prevendo a interação solo-estrutura, aspecto este ainda muito desconsiderado na prática.

Apresenta-se, neste trabalho, parte do estudo da pesquisa de doutorado de Rosa [1], que contempla a análise de um edifício em fundações mistas submetido a uma instrumentação com monitoramento dos recalques e da deformação de alguns pilares ao longo do processo construtivo.

Uma previsão do comportamento do solo é procedida, incluindo a grandeza e desenvolvimento do recalque com o tempo, com base num modelo consistente da edificação e do solo.

A análise estrutural foi feita com um modelo numérico elástico tridimensional da estrutura, utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos (MEF). Com base num modelo consistente do solo, foi possível estabelecer uma comparação da previsão do comportamento com os resultados das medições de campo.

Foram interpretados os resultados da análise da interação solo-estrutura para as diferentes etapas construtivas e interpretados os efeitos da fluência e retração do concreto.

## 2. Descrição da edificação e do perfil geotécnico

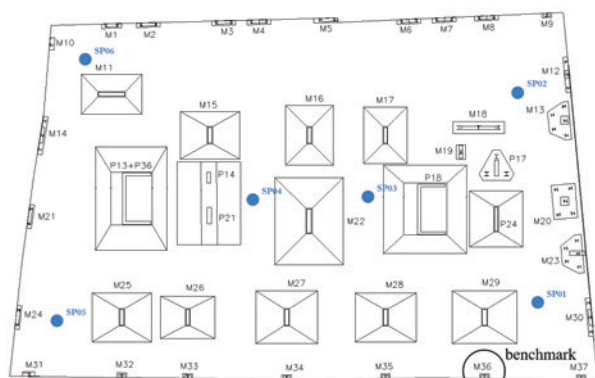
Trata-se de um edifício residencial com 12 pavimentos-tipo, cobertura, pavimento de uso comum, térreo e pavimento semi-enterrado mais subsolo, situado em Niterói, RJ, ilustrado na Figura 1. A es-



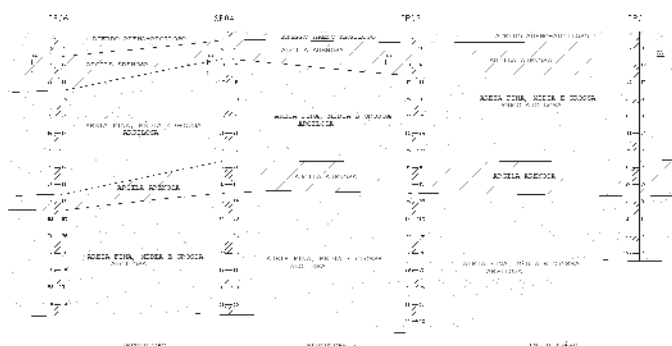
Figura 1  
Fachada da edificação

trutura é em concreto armado, com geometria convencional, sobre fundações mistas (Figura 2(a)), sendo parte em fundação profunda, em estacas metálicas, e parte em fundação direta, em sapatas.

O perfil geotécnico, ilustrado na Figura 2(b), revela um terreno de composição uniforme em planta, constituído por um trecho de aterro em sua superfície, de espessura de aproximadamente 0,7 metros em quase todas as sondagens. A seguir, observa-se uma camada de argila arenosa, com espessura que varia entre 1 e 2 metros, sobrejacente a uma camada de areia fina, média e grossa, argilosa com espessura variável entre 5 e 8 metros. Estas duas camadas, por sua vez, estão assentes sobre outra camada de argila arenosa, com espessura de aproximadamente 2 metros. Finalmente, registra-se outra camada de areia fina, média e grossa, argilosa, com espessura variável até a profundidade do impenetrável, onde foram interrompidas as sondagens. O nível



A



B

Figura 2  
(a) Foundation plan; (b) Geotechnical profile



d'água encontra-se a cerca de 2m abaixo do nível do terreno nas sondagens. A locação das sondagens encontra-se apresentada na Figura 2(a).

As sapatas estão assentes numa profundidade de -4,65 m em relação ao nível do terreno por ocasião da realização das sondagens, com exceção das sapatas P13+P36, P14+P21, M15, M16, M17, M22, P18 e P24 que estão assentes a -6,52 m. Todas as sapatas estão assentes em horizonte arenoso de média compactidade. Conforme dados do projeto, foi considerada uma tensão admissível de 0,4 MPa no dimensionamento das fundações. As estacas apresentaram comprimento variando entre 14 m e 23,4 m.

### 3. Modelo estrutural

A partir das plantas de forma do edifício, foi elaborado um modelo estrutural tridimensional, em elementos finitos, através do programa comercial SAP2000. As vigas e os pilares foram modelados como elementos de barra, as lajes e a parede estrutural como elementos de placa, conforme ilustrado na Figura 3.

Foram elaborados vários modelos para análise do prédio. O primeiro considerou a estrutura sobre apoios rígidos, indesejáveis e teve como objetivo comparar as cargas obtidas nos pilares com as cargas do projeto original da edificação. Foram observadas diferenças nas cargas em torno de apenas 3%. Isso se deve ao fato do prédio ter uma geometria bastante regular e um modelo estrutural convencional.

### 4. Instrumentação de campo

A obra foi iniciada no começo de 2011 e as observações de campo referentes à execução da obra foram iniciadas em julho de 2011. Foram monitoradas 6 etapas construtivas entre novembro de 2011

e junho de 2012 com medições de recalque de alguns pilares, a serem detalhadas em item a seguir.

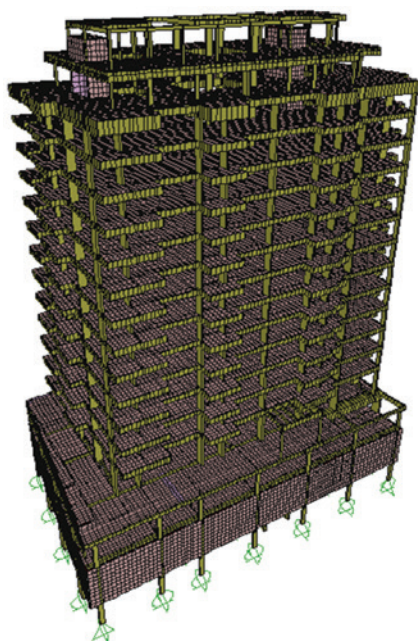
A instrumentação de campo teve como objetivo monitorar os recalques e deformações dos pilares ao longo do tempo. Foram realizadas medidas em diversas etapas da construção.

A medida de recalques envolveu a realização de um nivelamento ótico de precisão com base numa referência de nível profunda, efetuada em pontos fixos da estrutura na qual se pretendia medir os deslocamentos verticais. Para isto, foram instalados pinos de aço inoxidável nas faces externas de 11 pilares do edifício, no pavimento do subsolo, a uma altura de aproximadamente 30 cm do piso. O procedimento de medição dos recalques consistiu basicamente em se nivelar os pinos dos pilares em relação às referências fixas externas ("benchmark"), instaladas de forma a não sofrer influência da própria obra ou de outras causas externas.

Os pinos serviram de apoio para a mira. Com nivelamentos periódicos, foi possível obter valores de recalques em diferentes fases de carregamento e de construção do edifício.

No caso específico desta obra, não foi possível a execução de referência externa à obra, pois não havia nenhum ponto, visualizado da obra, que fosse garantido que não se deslocasse, além da falta de recursos para sua execução internamente à obra. Com isso, optou-se por fixar como referência um pilar interno com recalque muito menor do que os demais pilares instrumentados.

Conforme já mencionado, foram realizadas medições de recalque em 6 etapas construtivas. A Figura 4 mostra o estágio de construção do prédio na 2ª etapa de medição, em dezembro de 2011. Vale ressaltar que a primeira medição ocorreu com o edifício construído até o quarto pavimento. Sendo assim, a primeira etapa medida será considerada como a etapa "zero" e as demais medidas retiradas em função da diferença em relação a esta primeira medida.



**Figura 3**  
Modelo numérico da edificação em estudo



**Figura 4**  
Estágio de construção da 2ª medição

**Tabela 1**  
Etapas construtivas

Modelo	Etapa da obra	Tempo (dias)
Início	-	0
1ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 4º pavimento	203
2ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 5º pavimento	217
3ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 9º pavimento, com alvenaria até o 4º pavimento	266
4ª leitura	Estrutura concretada até o teto da cobertura, alvenaria até o 10º pavimento, revestimento até o 2º pavimento	310
5ª leitura	Estrutura concluída, alvenaria até o 11º pavimento e revestimento até o 3º pavimento	336
6ª leitura	Estrutura concluída, alvenaria concluída e revestimento até o 7º pavimento	413

Para cada etapa medida, foi elaborado um modelo estrutural correspondente, com as cargas atuantes referentes a tais etapas. A Tabela 1 indica as etapas construtivas em que foram efetuadas medições de recalque e seus respectivos tempos de execução. A Tabela 2 enumera os pilares instrumentados para medição de recalque e o tipo de fundação, cuja localização foi indicada na Figura 2(a).

A Figura 5 ilustra as curvas iso-recalques medidos para a 6ª e

última etapa instrumentada. Nesta etapa o edifício já estava com sua estrutura e alvenaria prontas e o revestimento executado até o sétimo andar.

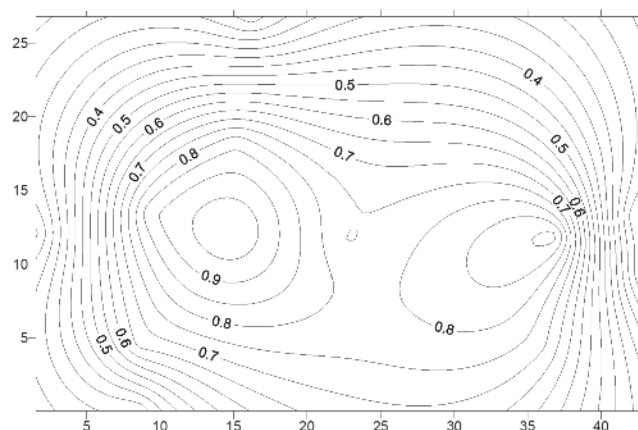
Observou-se que os maiores recalques ocorreram nos pilares assentes sobre sapatas e os menores recalques ocorreram nos pilares com fundação profunda, conforme esperado neste caso, em que as fundações profundas são em perfis metálicos embutidos em solos de elevada resistência e as sapatas de grandes dimensões em planta.

Em todas as etapas em que foram medidos recalques e deformações nos pilares, foram também medidas as temperaturas e umidades do ambiente com a utilização de um relógio termo-higrômetro. Não houve variação expressiva nas medições destes

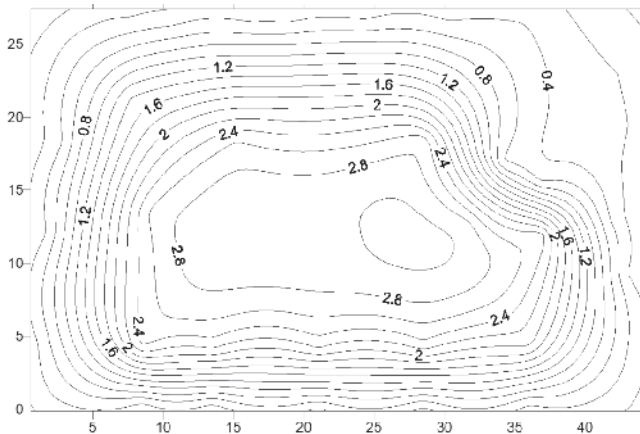
**Tabela 2**  
Pilares instrumentados e tipo de fundação

Pilares*	Tipo de fundação
M15	Superficial
M20	Profunda
M21	Profunda
M22	Superficial
M23	Profunda
M25	Shallow
M28	Superficial
M29	Superficial
M32	Profunda
M36	Referência
P13+P36	Superficial
P18	Superficial
P24	Superficial

\* (Para localização dos pilares instrumentados vide Figura 2(a))



**Figura 5**  
Curvas iso-recalques medidos para a 6ª etapa, em centímetros



**Figura 6**  
Curvas iso-recalques do projeto, em centímetros

parâmetros. A média dos valores medidos foi de 27 graus Celsius, para a temperatura, e 75% para a umidade. Estes valores foram usados nas análises considerando a fluência e retração apresentadas no item 6.3.

## 5. Previsão teórica dos recalques

Para a previsão de recalques utilizou-se o método de Aoki e Lopes [3], o qual estima tensões e recalques no interior do maciço de solo através de um processo numérico em que as cargas que um conjunto de elementos (sapatas e estacas) transmite ao solo são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos nos pontos em estudo.

Baseado num programa computacional, desenvolvido por Aoki-Lopes [3], foram estimados os recalques para todos os pilares da edificação, a partir das cargas de projeto.

Importante observar que estes valores foram calculados com o objetivo de verificar os pontos de maior e menor recalque, e ter uma ideia da ordem de grandeza dos valores.

A Figura 6 mostra as curvas iso-recalques estimados para esta situação, sem consideração da interação solo-estrutura e para as cargas provenientes do projeto estrutural da edificação.

Nota-se que os pilares com fundação profunda apresentaram a ordem de grandeza dos recalques bem menor que os pilares com fundação rasa, em sapatas, conforme era esperado. Os maiores valores de recalque ocorreram para os pilares centrais. Os menores valores de recalque ocorreram para os pilares da periferia. Cabe registrar que enquanto os recalques medidos tiveram início com a estrutura concretada até o piso do 4º pavimento, os recalques previstos consideram a estrutura completa.

## 6. Análises da edificação

### 6.1 Modelos numéricos

Foi previsto um modelo estrutural para cada etapa construtiva instrumentada. Com isso, foi possível comparar, para cada etapa, os recalques medidos com os recalques calculados a partir das cargas nas fundações previstas na análise do modelo estrutural.

Numa primeira fase da análise, as cargas foram aplicadas para o modelo com apoio rígido, apenas considerando os carregamentos existentes em cada etapa construtiva. A partir das cargas da fundação, assim obtidas, foram calculados os recalques referentes a cada etapa construtiva descrita, utilizando a metodologia proposta por Aoki-Lopes [3].

Nas fases seguintes da análise, os apoios foram considerados deslocáveis. Uma vez que as sapatas foram assentes em camada arenosa, de compressibilidade rápida, o modelo proposto para representar as características do terreno foi composto por uma mola, comportamento, portanto, linear. Os valores dos coeficientes de rigidez das molas representativas do modelo do solo foram estimados a partir das cargas nas fundações e dos respectivos recalques calculados em cada etapa construtiva, de forma a reproduzirem a compressibilidade da camada de areia.

Para a estimativa dos coeficientes de rigidez das molas representativas do modelo do solo, partiu-se da definição do coeficiente de recalque  $K$ , que é a relação entre a carga atuante e o recalque, em  $\text{kN/m}$ .

Os valores dos coeficientes de rigidez, estimados conforme explicitado acima, foram considerados como condição de contorno no modelo estrutural para análise da interação seguinte. Foram feitas, para todas as etapas, várias iterações até a convergência dos valores de coeficiente de rigidez. Observou-se que os valores convergiram na 3ª iteração.

### 6.2 Comportamento quanto aos recalques medidos e estimados

A partir dos modelos numéricos elaborados para cada etapa construtiva, foi possível comparar os recalques medidos com os recalques estimados. As Figuras 7(a), 7(b), 7(c) e 7(d) apresentam as curvas iso-recalques estimados para a 6ª etapa construtiva, considerando apoios rígidos e considerando as 3 iterações calculadas com interação solo-estrutura, respectivamente.

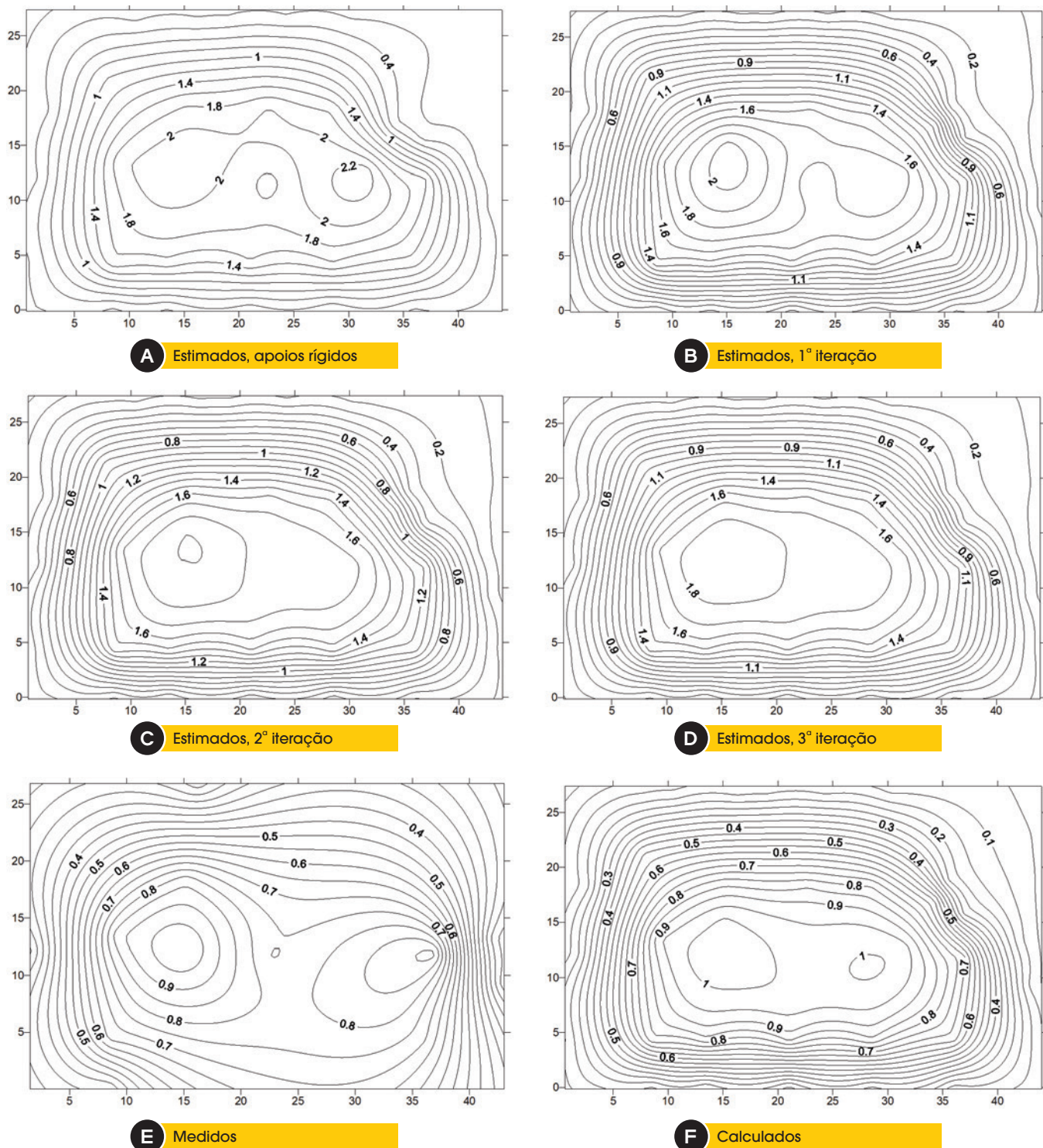
Observa-se que os maiores recalques são estimados quando da consideração das cargas do modelo correspondente ao apoio rígido. Há mudança na localização dos maiores recalques quando se introduz a análise com interação solo x estrutura. Por outro lado, a mudança é pouco significativa no padrão de comportamento das curvas de iso-recalques quando se passa a um maior refinamento das análises (maior número de iterações), até a convergência dos resultados. Estes resultados parciais podem ser melhor acompanhados na pesquisa de Rosa [1].

Verificou-se que estas análises de iterações múltiplas são muito trabalhosas e não resultam em diferenças significativas no padrão de comportamento nas diversas iterações além da primeira, quando se contempla a interação solo x estrutura. Não se observou diferença sensível no padrão de distribuição de recalques em planta e também na redistribuição de cargas na fundação. Uma vez que as fundações representam a última etapa do projeto e a primeira da execução, os autores consideram que, para projetos correntes, a análise da interação solo x estrutura, recomendada pela versão mais atualizada da norma, justifica-se numa única iteração.

Em seguida, procurou-se comparar as curvas de iso-recalques previstas e medidas, de forma a se avaliar os parâmetros de compressibilidade estimados para o maciço de solos e a capacidade

de previsão de comportamento, seja do modelo estrutural, seja da metodologia aplicada na previsão dos recalques. Cabe destacar que a metodologia de Aoki-Lopes [3], originalmente concebida para fundações profundas, também pode ser utilizada para funda-

ções diretas e fundações mistas, como o caso presente. Para a 6ª etapa, os valores medidos são ilustrados na Figura 7(e) e previstos na Figura 7(f). Uma vez que os recalques medidos se iniciaram após o início da obra, foram reduzidos, dos recalques calculados



**Figura 7**  
Curvas iso-recalques para a 6ª etapa (em centímetros)

apresentados na Figura 7(f), os valores correspondentes àqueles que ocorreriam antes do início da instrumentação.

Observa-se que as Figuras 7(e) e 7(f) apresentam um aspecto bastante similar, com maiores recalques, da ordem de 1 cm, na parte central da edificação, especialmente no trecho dos pilares que apresentam fundação direta. Os pilares com fundação profunda e da periferia apresentam ordem de grandeza dos recalques bem menor que os pilares centrais.

A similaridade nos valores de recalque indica a adequação do modelo de compressibilidade do solo, que já havia sido observado por Conde de Freitas et al [4]. A similaridade no padrão da curva revela a adequação do modelo numérico ao representar o comportamento da interação entre o solo e a estrutura.

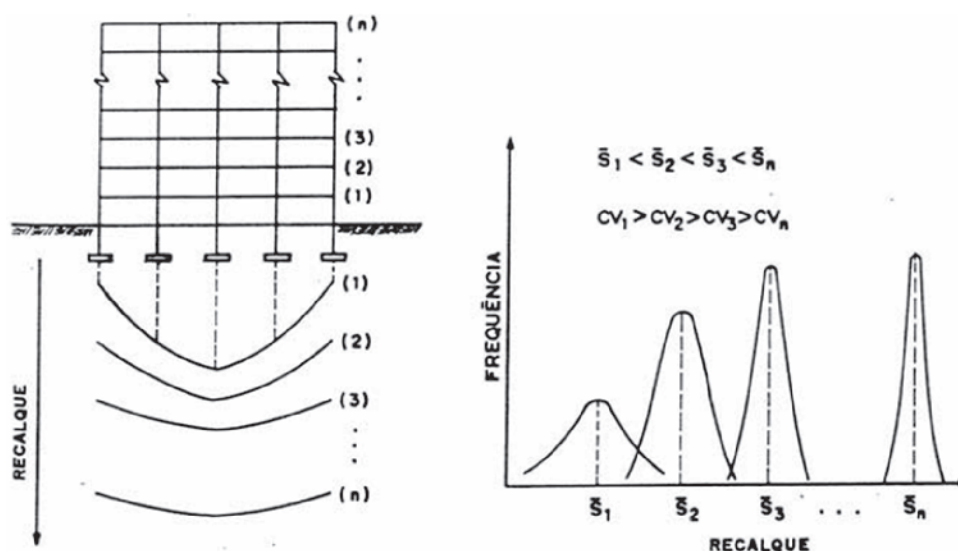
Cabe aqui lembrar o comportamento observado por Gusmão Filho [5] quanto ao efeito da sequência da construção na interação solo x estrutura, ilustrado na Figura 8. A Figura 8 ilustra o aumento do recalque médio com o avanço das etapas construtivas. Ao mesmo tempo em que se observa o aumento do recalque médio, por efeito do acréscimo do carregamento, a variabilidade do recalque diminui, ou seja, o coeficiente de variação do recalque tende a diminuir com o avanço da construção. Este é o efeito da interação. As Figuras 9(a), 9(b) e 9(c) ilustram este mesmo efeito para a obra em estudo. Como as leituras desta obra não foram iniciadas no tempo zero, os valores estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação) foram determinados considerando que o recalque medido, em cada um dos pilares instrumentados, apresentasse, no início das leituras, um valor de recalque igual àquele calculado para o mesmo pilar naquele mesmo tempo. Os recalques calculados foram tomados com a origem no início da execução. As Figuras 9(a), 9(b) e 9(c) ilustram, respectivamente, a média, desvio padrão e coeficiente de variação dos recalques estimados e dos recalques medidos. O cálculo da média foi feito considerando o somatório dos recalques em cada pilar instrumentado dividido pelo número de pilares (11 pilares), para cada uma das etapas instrumentadas (6 etapas). A partir da média foi calculado

o desvio padrão e o coeficiente de variação, que é a razão entre o desvio padrão e a média.

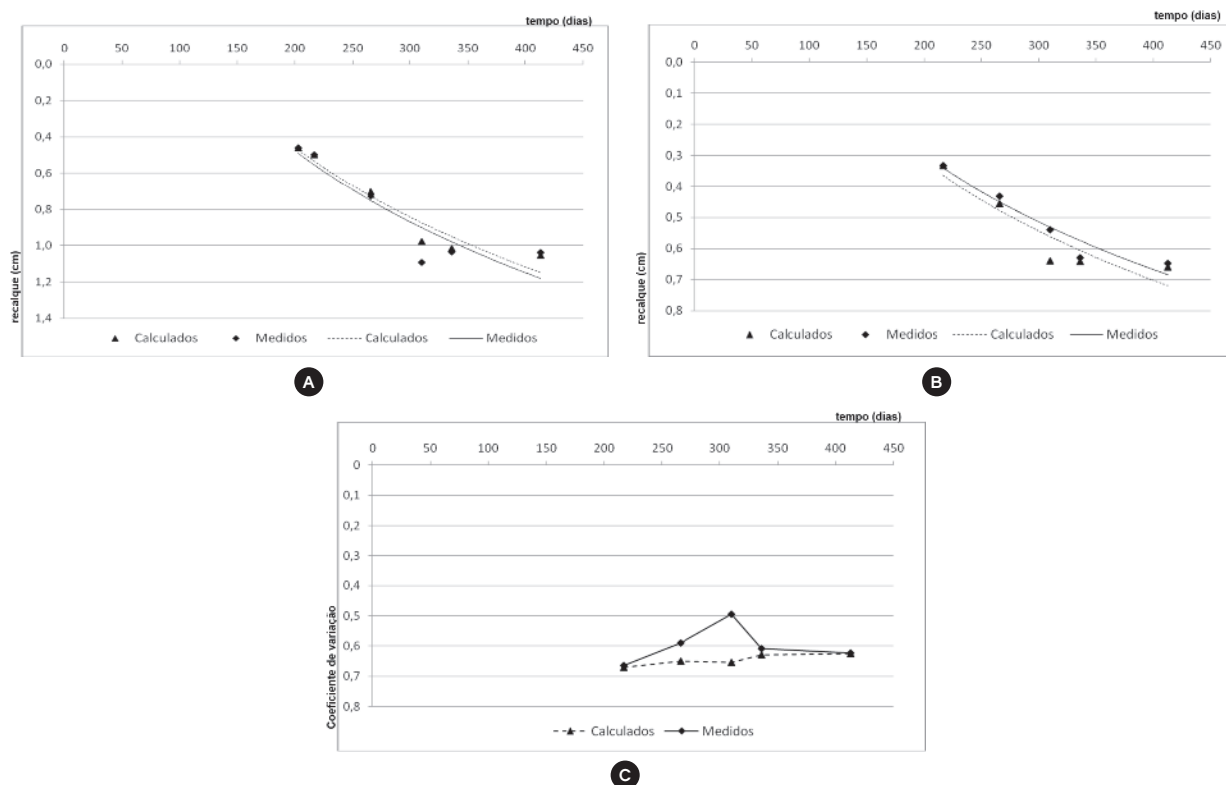
Observa-se que os valores médios medidos foram praticamente coincidentes com os valores médios calculados, exceto para a leitura correspondente ao intervalo de 310 dias após o início da instrumentação, justamente na ocasião em que foram perdidas 3 leituras. Possivelmente, a redução do número de observações resultou no comprometimento do valor médio. Observou-se, ainda, que o valor médio calculado no tempo de 310 dias, que contemplou a média de 11 valores, se aproximou muito mais da tendência da curva do que o valor da média do recalque medido neste tempo, cujo valor se afastou do comportamento do conjunto.

Verificou-se que os valores de desvio padrão medidos foram também muito próximos dos valores calculados, exceto para a leitura correspondente ao mesmo intervalo de 310 dias após o início da instrumentação, justamente na ocasião em que foram perdidas 3 leituras. Possivelmente, o comprometimento do valor médio resultou no mesmo efeito no desvio padrão. Porém, enquanto no gráfico de recalques o valor do recalque médio calculado tenha se aproximado da curva do conjunto, enquanto o medido tenha se distanciado, no caso do desvio padrão aconteceu o oposto. Ainda não se conseguiu identificar uma justificativa para tal resultado.

Como se considerou, para os valores medidos no início da instrumentação, os mesmos valores calculados para aquela data, os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação se iniciaram no mesmo ponto. Nos valores calculados o coeficiente de variação se reduz, ao longo do processo executivo, porém muito lentamente. Para os valores medidos, o coeficiente de variação apresenta uma maior amplitude de variação, possivelmente pela perda de algumas leituras, como comentado anteriormente. Cabe observar que, apesar das diferenças ocorridas durante o carregamento, a amplitude da redução do coeficiente de variação foi a mesma, quer se tome os valores medidos, quer se tome os valores calculados. Destaca-se também que a maior redistribuição de cargas e recalques costuma acontecer no início da construção,



**Figura 8**  
Efeito da sequência executiva, Gusmão Filho [5]



**Figura 9**  
(a) Média, (b) Desvio padrão e (c) Coeficiente de variação dos recalques medidos e calculados

quando a rigidez da estrutura aumenta até os primeiros pavimentos. Observações experimentais comprovam que os primeiros pavimentos são os que mais trabalham, daí se verificar danos, relativos à presença de recalques excessivos, justamente nos primeiros pavimentos, que, infelizmente, na obra em apreço, não foram instrumentados. Como esta obra consiste num empreendimento comum, com um cronograma executivo rápido, apesar de todo o apoio recebido por parte da construtora, os autores não tiveram permissão de alterar as etapas e a velocidade de construção. Até que se obtivesse a autorização e se iniciasse as leituras, a construção já se encontrava no quarto pavimento. Não foi possível, assim, se observar o comportamento do coeficiente de variação com o tempo no período em que ele deve sofrer uma variação mais significativa, ou seja, nas primeiras etapas da construção. Isto posto, se observa, embora de forma mais tênue, a redução do coeficiente de variação com a sequência executiva. Reportando-se à Figura 8, observa-se que Gusmão Filho [5] já representava a redução mais significativa do desvio padrão nas primeiras etapas.

### 6.3 Análise considerando a fluência e a retração do concreto

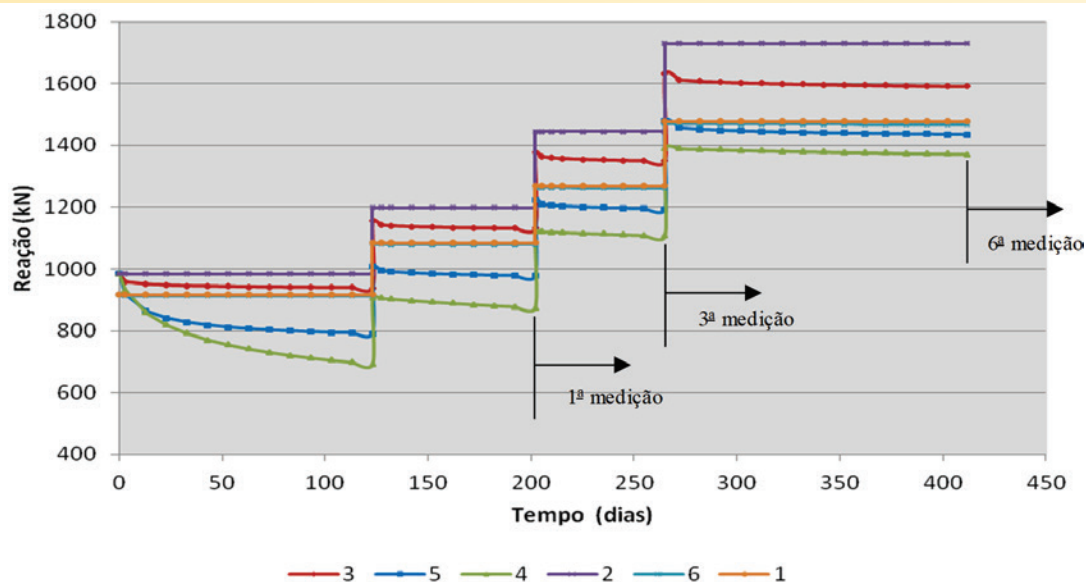
As iterações calculadas calibraram o modelo quanto às características do terreno, definindo o valor a ser adotado para o coeficiente de rigidez das molas representativas do solo. Para a estimativa do coeficiente de rigidez das molas representativas do modelo do solo, partiu-se da definição do coeficiente de recalque  $K$ , que é a

relação entre a carga atuante e o recalque, em kN/m. Considerou-se, portanto, para as etapas subsequentes, os valores de coeficiente de rigidez da 6ª etapa, após a 3ª iteração.

Toda a previsão de fluência e retração foi feita através do programa SAP2000, que se baseia nas formulações do Código Modelo do CEB-FIP [6]. Para o emprego das recomendações do CEB, faz-se necessário o uso de coeficientes empíricos baseados em certos parâmetros e características geométricas e propriedades mecânicas da estrutura, como: a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck} = 35$  MPa), módulo de elasticidade do concreto a 28 dias ( $E_{ci} = 34 \times 10^3$  MPa), seção transversal das peças, umidade relativa do meio (75%), idade e duração do carregamento e tipo de cimento empregado (0,25, na presente análise, correspondendo a um cimento de endurecimento normal). Quanto à idade e duração do carregamento, foram consideradas às etapas de construção e sua duração, indicados na Tabela 1.

Importante observar que, para esta análise, não foram consideradas todas as etapas citadas na Tabela 1, (1 a 6). Isto porque o acréscimo de carga entre determinadas etapas foi muito pequeno. Em alguns casos, os intervalos entre etapas foram também muito pequenos.

Além disso, acrescentou-se uma etapa anterior ao início da instrumentação, ou seja, anterior à leitura “zero”, de forma a considerar o carregamento correspondente à construção da fundação, subsolo, piso semi-enterrado, térreo e pavimento de uso comum (PUC), objetivando melhor observar os efeitos dos fenômenos analisados.

**Figura 10**

Esforço normal ao longo do tempo para o pilar M5, considerando as seis situações descritas

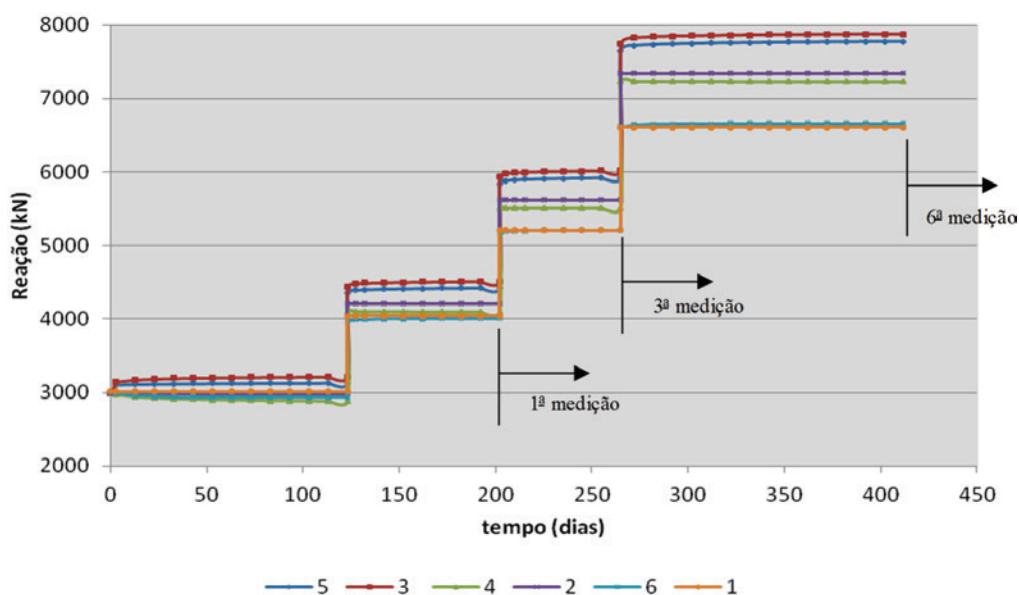
Foram analisadas seis situações para o edifício estudado, ao longo do tempo, conforme descrito abaixo:

- 1) Estrutura com apoios rígidos;
- 2) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sem fluência e retração;
- 3) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito apenas a fluência;
- 4) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito apenas a retração;
- 5) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito a fluência e retração;
- 6) Estrutura com apoios rígidos e material da estrutura sujeito a fluência e retração.

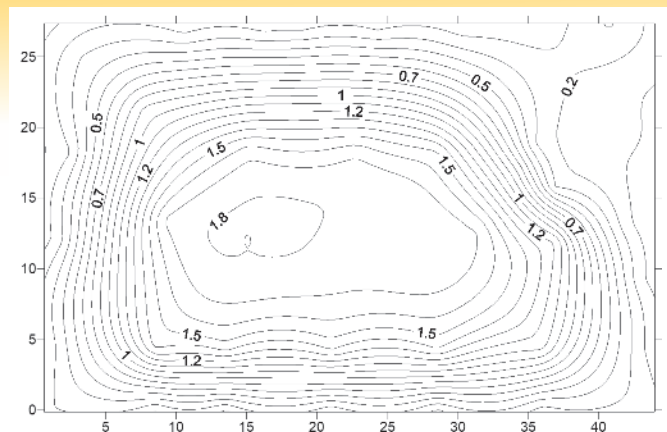
As Figuras 10 e 11 apresentam as curvas de esforços normais de dois pilares (M5 e M22) ao longo do tempo, para as situações 1 a 6, enumeradas acima. Nestas figuras estão também identificadas, para melhor clareza, as etapas das medições.

A Figura 10 mostra as curvas para o pilar M5 (locação apresentada na Figura 2(a)), em fundação profunda. Para este pilar, portanto, o limite superior do carregamento equivale à estrutura sobre apoios elásticos e sem fluência e retração, enquanto o limite inferior equivale à estrutura sobre apoio elástico e submetida apenas à retração. O efeito da fluência resultou na redução da carga, para este pilar, enquanto a interação solo-estrutura resultou no acréscimo. A solicitação contemplando o efeito da fluência e retração ficou compreendida entre estes dois limites, ou seja, apoio elástico sem fluência e retração e apoio elástico com fluência e retração. A Figura 11 ilustra o que ocorre com o pilar M22, com fundação direta em sapata. Neste pilar, houve uma redistribuição de carga no sentido do acréscimo da solicitação, em todas as etapas de análise.

O efeito da fluência, neste pilar, resultou no aumento do carregamento, para todas as etapas, de forma crescente no tempo. Houve uma mudança de comportamento em relação aos demais

**Figura 11**

Esforço normal ao longo do tempo para o pilar M22, considerando as seis situações descritas



**Figura 12**  
Curvas iso-recalques da 6ª etapa, com interação solo-estrutura, considerando fluência e retração (em centímetros)

pilares analisados, em que a interação e a fluência caminharam sempre em sentidos opostos.

O efeito da retração indicou ser pouco significativo para este pilar, e caminhou no sentido de reduzir o carregamento.

As autoras observaram, portanto, que na grande maioria dos pila-

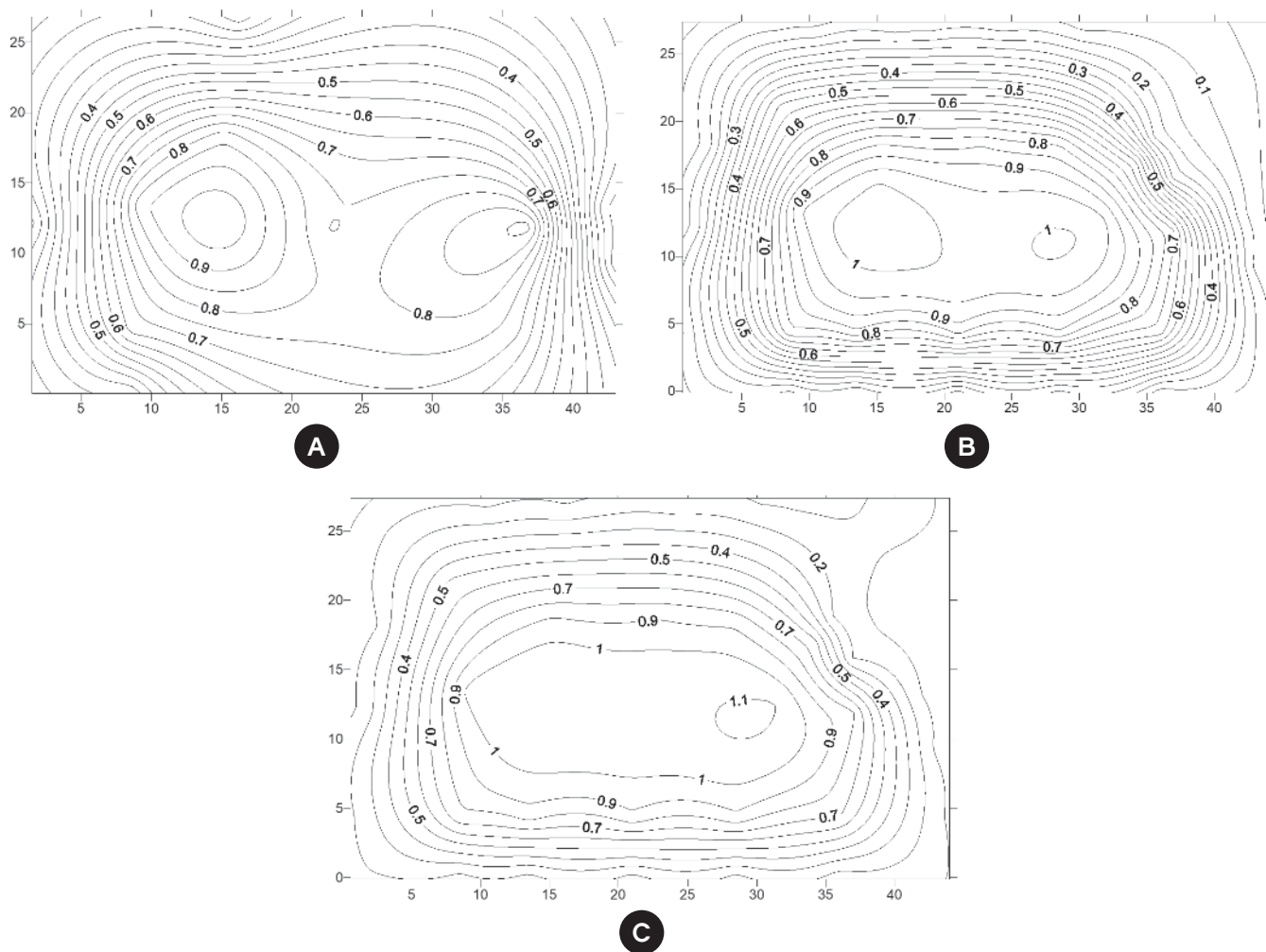
res o efeito da fluência foi contrário ao da redistribuição de cargas. Já o efeito da retração se mostrou pouco significativo.

Gonçalves [7] também observou que os efeitos da retração foram pequenos e aconteceram no tempo inicial do carregamento e na região dos pilares de grande rigidez. No geral, a partir do tempo de 140 dias, os efeitos da retração também foram pouco significativos.

A Figura 12 mostra as curvas iso-recalques, após a 6ª etapa construtiva, considerando a interação solo-estrutura e os efeitos da fluência e retração. As curvas iso-recalques sem considerar os efeitos de fluência e retração foram apresentadas na Figura 7(d). Em relação aos recalques, o efeito da fluência e retração não alterou o padrão de sua distribuição em planta para o caso em estudo, nem seu valor máximo, como se observa na comparação entre as Figuras 7(d) e 12.

Conclui-se que, para a obra em estudo, o efeito combinado da fluência e retração não contribuiu para uma maior uniformização dos recalques em planta em relação ao efeito relevante da interação solo x estrutura.

A Figura 13 mostra as curvas iso-recalques após a 6ª etapa construtiva reduzindo, no caso dos recalques estimados, a parcela calculada anteriormente ao carregamento existente por ocasião do início da instrumentação (1ª etapa). A Figura 13 inclui: (a) os recalques medidos, (b) os recalques calculados considerando a interação solo-estrutura e (c) os recalques calculados considerando a interação solo-estrutura incluindo os efeitos da fluência e retração.



**Figura 13**  
Curvas iso-recalques da 6ª etapa: (a) medidos, (b) calculados e (c) considerando fluência e retração (em centímetros)



Observa-se que houve maior consistência entre a curva medida com aquela contemplando apenas a interação. Quando se considera, além da interação, o efeito da fluência e retração, ocorreu uma mudança de comportamento no trecho central da curva, com uma maior uniformização dos recalques, superior ao ocorrido na curva medida, além de uma mudança nos cantos, com redução mais brusca dos recalques na curva contemplando a fluência e retração. Conclui-se, assim, que a consideração da fluência e retração na análise numérica sinaliza para uma avaliação em excesso à sua real significância quando comparada apenas ao efeito da interação, de acordo com a instrumentação.

## 7. Conclusões

O presente artigo apresentou a análise de um edifício, em fundações mistas, em que foi realizada a instrumentação de campo para medições de recalque e deformações de pilares.

O artigo revelou uma adequação das ferramentas atualmente disponíveis, quer em relação ao modelo numérico estrutural, quer em relação à previsão dos recalques, efeito de grupo e estimativa da compressibilidade do maciço de solo em representar, de forma adequada, o comportamento da interação entre o solo e a estrutura.

Observou-se que os valores médios e de desvio padrão dos recalques medidos foram praticamente coincidentes com os valores médios e desvio padrão dos recalques calculados.

Verificou-se que as análises de iterações múltiplas são muito trabalhosas e não resultam em diferenças significativas no padrão de comportamento nas diversas iterações além da primeira, quando se contempla a interação solo x estrutura.

Em relação à redistribuição das cargas em etapas sucessivas, observou-se que a interação e a fluência caminharam sempre em sentidos opostos.

A consideração da fluência e retração na análise numérica sinaliza para uma avaliação em excesso à sua real significância quando comparada apenas ao efeito da interação.

## 8. Referências bibliográficas

- [1] ROSA, L. M. P. Soil structure interaction: analysis considering creep in concrete (In Portuguese) Niterói, 2015, DSc Thesis – Civil Engineering Department, Fluminense Federal University, 204 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Foundations Design and Execution (In Portuguese). - NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.
- [3] AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan American CSMFE, Buenos Aires, v.1, p.377-386, 1975.
- [4] CONDE DE FREITAS, A.; PACHECO, M.; DANZIGER, B. R. Estimating Young Module in Sands from the Normalized  $N_{60}$  Blow Count. Soils and Rocks, vol. 35, n.1, 2012.
- [5] GUSMÃO FILHO, J. Contribution to foundation practice: a experience from the city of Recife. Full professor These (In Portuguese), UFPE, Recife, 1995, 251 p.
- [6] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford
- [7] GONÇALVES, J.C. A Influência dos Recalques das Fundações no Comportamento de Edificações ao Longo do Tempo. Rio de Janeiro, 2010, Tese (doutorado), Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 312 p.

# Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage

## *Interação solo-estrutura: análise contemplando fluência e retração do concreto*



L. M. P. ROSA <sup>a</sup>  
lucianamprosa@gmail.com

B. R. DANZIGER <sup>b</sup>  
bernadeterd@hotmail.com

E. M. L. CARVALHO <sup>a</sup>  
elianemaria55@gmail.com

### Abstract

The paper presents some results from Rosa's [1] research that aimed to verify the effect of creep and shrinkage of the concrete in soil-structure interaction. The construction consists in a 17 storeys building. It is set down on shallow foundation, in the central part of the construction, and steel piles, on the boundary. The structure was submitted to instrumentation during construction, including the monitoring of foundation settlements and columns deformation. It was possible to compare the structural design with a numerical refined structural analysis. Comparisons of the structural and foundation design with and without due consideration of soil-structure interaction are also presented. Finally, the different design assumptions were confronted with instrumentation results, both related to foundation settlements and to columns loading as well. Attention is pointed out on the effect of concrete creep and shrinkage in the soil-structure interaction analysis.

**Keywords:** soil-structure interaction, foundation settlements, instrumentation.

### Resumo

O presente artigo apresenta alguns resultados da pesquisa de Rosa [1], que teve por objetivo verificar o efeito da fluência e retração do concreto na interação solo-estrutura. Foi analisada uma edificação com 17 pavimentos mais subsolo, em fundação mista, submetida à instrumentação de campo contemplando o monitoramento de recalques e deformação de alguns pilares, ao longo do processo construtivo. Foi possível comparar o projeto do calculista com uma análise numérica mais refinada. Também se comparou o projeto, sem considerar e considerando a interação solo-estrutura. Finalmente, os diferentes cenários de projeto foram confrontados com os resultados experimentais, tanto em relação aos recalques como aos esforços nos pilares instrumentados. Atenção particular foi dada ao efeito da consideração da fluência e retração do concreto na análise da interação solo-estrutura.

**Palavras-chave:** interação solo-estrutura, recalque, instrumentação.

<sup>a</sup> Fluminense Federal University, Civil Engineering Department, Niterói, RJ, Brazil;

<sup>b</sup> State University of Rio de Janeiro, Structure and Foundation Department, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

## 1. Introdução

A última atualização da Norma de Fundações da ABNT NBR 6122 [2] preconiza, em seu item 5.5, que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura”.

No caso particular de fundações mistas, que contemplam a utilização de fundações diretas e profundas, com os pilares da lâmina central, mais carregados, assentes em sapatas com elevada área de contato com o solo superficial e os pilares periféricos, menos carregados, em estacas, a deformabilidade das fundações pode influenciar de forma relevante a distribuição de esforços. Neste caso, o projeto deve ser estudado, em conformidade com a Norma Brasileira, prevendo a interação solo-estrutura, aspecto este ainda muito desconsiderado na prática.

Apresenta-se, neste trabalho, parte do estudo da pesquisa de doutorado de Rosa [1], que contempla a análise de um edifício em fundações mistas submetido a uma instrumentação com monitoramento dos recalques e da deformação de alguns pilares ao longo do processo construtivo.

Uma previsão do comportamento do solo é procedida, incluindo a grandeza e desenvolvimento do recalque com o tempo, com base num modelo consistente da edificação e do solo.

A análise estrutural foi feita com um modelo numérico elástico tridimensional da estrutura, utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos (MEF). Com base num modelo consistente do solo, foi possível estabelecer uma comparação da previsão do comportamento com os resultados das medições de campo.

Foram interpretados os resultados da análise da interação solo-estrutura para as diferentes etapas construtivas e interpretados os efeitos da fluência e retração do concreto.

## 2. Descrição da edificação e do perfil geotécnico

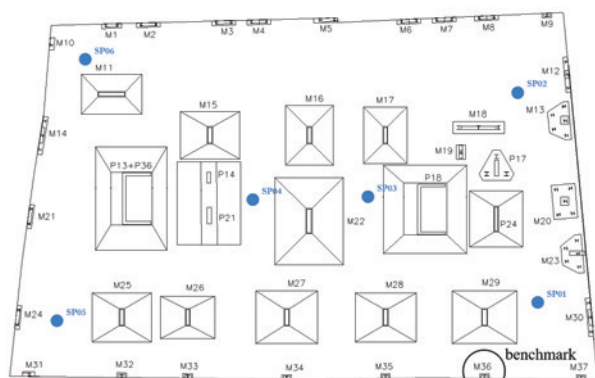
Trata-se de um edifício residencial com 12 pavimentos-tipo, cobertura, pavimento de uso comum, térreo e pavimento semi-enterrado mais subsolo, situado em Niterói, RJ, ilustrado na Figura 1. A es-



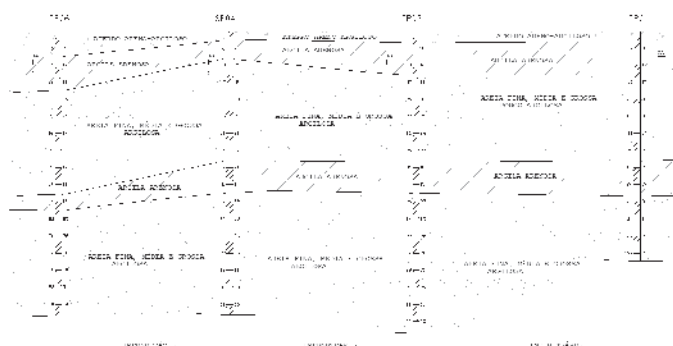
Figura 1  
Fachada da edificação

trutura é em concreto armado, com geometria convencional, sobre fundações mistas (Figura 2(a)), sendo parte em fundação profunda, em estacas metálicas, e parte em fundação direta, em sapatas.

O perfil geotécnico, ilustrado na Figura 2(b), revela um terreno de composição uniforme em planta, constituído por um trecho de aterro em sua superfície, de espessura de aproximadamente 0,7 metros em quase todas as sondagens. A seguir, observa-se uma camada de argila arenosa, com espessura que varia entre 1 e 2 metros, sobrejacente a uma camada de areia fina, média e grossa, argilosa com espessura variável entre 5 e 8 metros. Estas duas camadas, por sua vez, estão assentes sobre outra camada de argila arenosa, com espessura de aproximadamente 2 metros. Finalmente, registra-se outra camada de areia fina, média e grossa, argilosa, com espessura variável até a profundidade do impenetrável, onde foram interrompidas as sondagens. O nível



A



B

Figura 2  
(a) Foundation plan; (b) Geotechnical profile

d'água encontra-se a cerca de 2m abaixo do nível do terreno nas sondagens. A locação das sondagens encontra-se apresentada na Figura 2(a).

As sapatas estão assentes numa profundidade de -4,65 m em relação ao nível do terreno por ocasião da realização das sondagens, com exceção das sapatas P13+P36, P14+P21, M15, M16, M17, M22, P18 e P24 que estão assentes a -6,52 m. Todas as sapatas estão assentes em horizonte arenoso de média compactidade. Conforme dados do projeto, foi considerada uma tensão admissível de 0,4 MPa no dimensionamento das fundações. As estacas apresentaram comprimento variando entre 14 m e 23,4 m.

### 3. Modelo estrutural

A partir das plantas de forma do edifício, foi elaborado um modelo estrutural tridimensional, em elementos finitos, através do programa comercial SAP2000. As vigas e os pilares foram modelados como elementos de barra, as lajes e a parede estrutural como elementos de placa, conforme ilustrado na Figura 3.

Foram elaborados vários modelos para análise do prédio. O primeiro considerou a estrutura sobre apoios rígidos, indesejáveis e teve como objetivo comparar as cargas obtidas nos pilares com as cargas do projeto original da edificação. Foram observadas diferenças nas cargas em torno de apenas 3%. Isso se deve ao fato do prédio ter uma geometria bastante regular e um modelo estrutural convencional.

### 4. Instrumentação de campo

A obra foi iniciada no começo de 2011 e as observações de campo referentes à execução da obra foram iniciadas em julho de 2011. Foram monitoradas 6 etapas construtivas entre novembro de 2011

e junho de 2012 com medições de recalque de alguns pilares, a serem detalhadas em item a seguir.

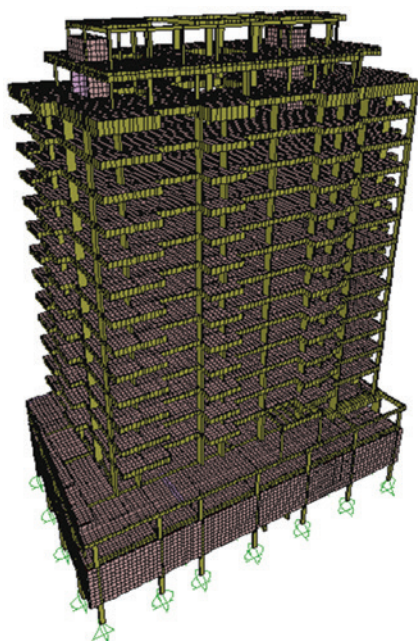
A instrumentação de campo teve como objetivo monitorar os recalques e deformações dos pilares ao longo do tempo. Foram realizadas medidas em diversas etapas da construção.

A medida de recalques envolveu a realização de um nivelamento ótico de precisão com base numa referência de nível profunda, efetuada em pontos fixos da estrutura na qual se pretendia medir os deslocamentos verticais. Para isto, foram instalados pinos de aço inoxidável nas faces externas de 11 pilares do edifício, no pavimento do subsolo, a uma altura de aproximadamente 30 cm do piso. O procedimento de medição dos recalques consistiu basicamente em se nivelar os pinos dos pilares em relação às referências fixas externas ("benchmark"), instaladas de forma a não sofrer influência da própria obra ou de outras causas externas.

Os pinos serviram de apoio para a mira. Com nivelamentos periódicos, foi possível obter valores de recalques em diferentes fases de carregamento e de construção do edifício.

No caso específico desta obra, não foi possível a execução de referência externa à obra, pois não havia nenhum ponto, visualizado da obra, que fosse garantido que não se deslocasse, além da falta de recursos para sua execução internamente à obra. Com isso, optou-se por fixar como referência um pilar interno com recalque muito menor do que os demais pilares instrumentados.

Conforme já mencionado, foram realizadas medições de recalque em 6 etapas construtivas. A Figura 4 mostra o estágio de construção do prédio na 2ª etapa de medição, em dezembro de 2011. Vale ressaltar que a primeira medição ocorreu com o edifício construído até o quarto pavimento. Sendo assim, a primeira etapa medida será considerada como a etapa "zero" e as demais medidas retiradas em função da diferença em relação a esta primeira medida.



**Figura 3**  
Modelo numérico da edificação em estudo



**Figura 4**  
Estágio de construção da 2ª medição

**Tabela 1**  
Etapas construtivas

Modelo	Etapa da obra	Tempo (dias)
Início	-	0
1ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 4º pavimento	203
2ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 5º pavimento	217
3ª leitura	Estrutura concretada até o piso do 9º pavimento, com alvenaria até o 4º pavimento	266
4ª leitura	Estrutura concretada até o teto da cobertura, alvenaria até o 10º pavimento, revestimento até o 2º pavimento	310
5ª leitura	Estrutura concluída, alvenaria até o 11º pavimento e revestimento até o 3º pavimento	336
6ª leitura	Estrutura concluída, alvenaria concluída e revestimento até o 7º pavimento	413

Para cada etapa medida, foi elaborado um modelo estrutural correspondente, com as cargas atuantes referentes a tais etapas. A Tabela 1 indica as etapas construtivas em que foram efetuadas medições de recalque e seus respectivos tempos de execução. A Tabela 2 enumera os pilares instrumentados para medição de recalque e o tipo de fundação, cuja localização foi indicada na Figura 2(a).

A Figura 5 ilustra as curvas iso-recalques medidos para a 6ª e

última etapa instrumentada. Nesta etapa o edifício já estava com sua estrutura e alvenaria prontas e o revestimento executado até o sétimo andar.

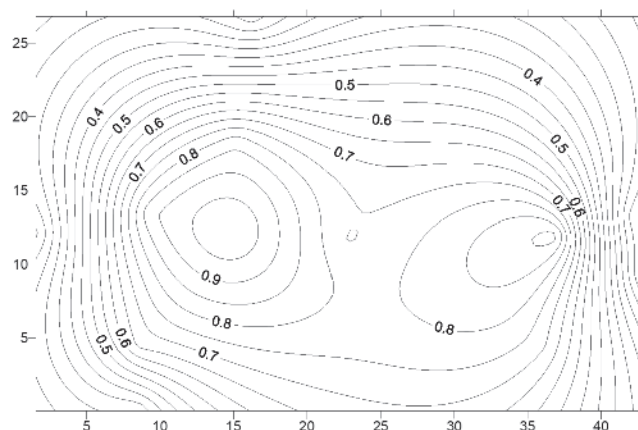
Observou-se que os maiores recalques ocorreram nos pilares assentes sobre sapatas e os menores recalques ocorreram nos pilares com fundação profunda, conforme esperado neste caso, em que as fundações profundas são em perfis metálicos embutidos em solos de elevada resistência e as sapatas de grandes dimensões em planta.

Em todas as etapas em que foram medidos recalques e deformações nos pilares, foram também medidas as temperaturas e umidades do ambiente com a utilização de um relógio termo-higrômetro. Não houve variação expressiva nas medições destes

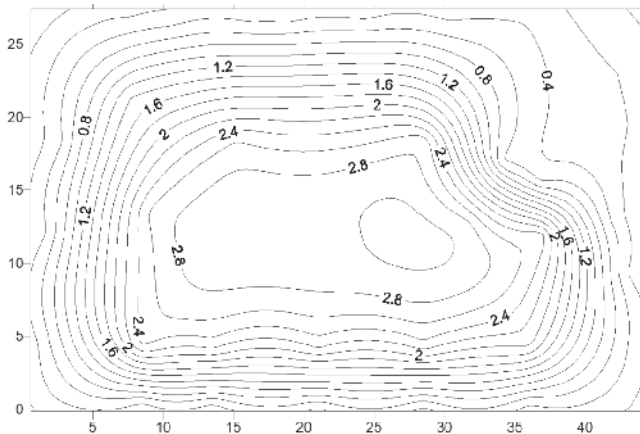
**Tabela 2**  
Pilares instrumentados e tipo de fundação

Pilares*	Tipo de fundação
M15	Superficial
M20	Profunda
M21	Profunda
M22	Superficial
M23	Profunda
M25	Shallow
M28	Superficial
M29	Superficial
M32	Profunda
M36	Referência
P13+P36	Superficial
P18	Superficial
P24	Superficial

\* (Para localização dos pilares instrumentados vide Figura 2(a))



**Figura 5**  
Curvas iso-recalques medidos para a 6ª etapa, em centímetros



**Figura 6**  
Curvas iso-recalques do projeto, em centímetros

parâmetros. A média dos valores medidos foi de 27 graus Celsius, para a temperatura, e 75% para a umidade. Estes valores foram usados nas análises considerando a fluência e retração apresentadas no item 6.3.

## 5. Previsão teórica dos recalques

Para a previsão de recalques utilizou-se o método de Aoki e Lopes [3], o qual estima tensões e recalques no interior do maciço de solo através de um processo numérico em que as cargas que um conjunto de elementos (sapatas e estacas) transmite ao solo são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos nos pontos em estudo.

Baseado num programa computacional, desenvolvido por Aoki-Lopes [3], foram estimados os recalques para todos os pilares da edificação, a partir das cargas de projeto.

Importante observar que estes valores foram calculados com o objetivo de verificar os pontos de maior e menor recalque, e ter uma ideia da ordem de grandeza dos valores.

A Figura 6 mostra as curvas iso-recalques estimados para esta situação, sem consideração da interação solo-estrutura e para as cargas provenientes do projeto estrutural da edificação.

Nota-se que os pilares com fundação profunda apresentaram a ordem de grandeza dos recalques bem menor que os pilares com fundação rasa, em sapatas, conforme era esperado. Os maiores valores de recalque ocorreram para os pilares centrais. Os menores valores de recalque ocorreram para os pilares da periferia. Cabe registrar que enquanto os recalques medidos tiveram início com a estrutura concretada até o piso do 4º pavimento, os recalques previstos consideram a estrutura completa.

## 6. Análises da edificação

### 6.1 Modelos numéricos

Foi previsto um modelo estrutural para cada etapa construtiva instrumentada. Com isso, foi possível comparar, para cada etapa, os recalques medidos com os recalques calculados a partir das cargas nas fundações previstas na análise do modelo estrutural.

Numa primeira fase da análise, as cargas foram aplicadas para o modelo com apoio rígido, apenas considerando os carregamentos existentes em cada etapa construtiva. A partir das cargas da fundação, assim obtidas, foram calculados os recalques referentes a cada etapa construtiva descrita, utilizando a metodologia proposta por Aoki-Lopes [3].

Nas fases seguintes da análise, os apoios foram considerados deslocáveis. Uma vez que as sapatas foram assentes em camada arenosa, de compressibilidade rápida, o modelo proposto para representar as características do terreno foi composto por uma mola, comportamento, portanto, linear. Os valores dos coeficientes de rigidez das molas representativas do modelo do solo foram estimados a partir das cargas nas fundações e dos respectivos recalques calculados em cada etapa construtiva, de forma a reproduzirem a compressibilidade da camada de areia.

Para a estimativa dos coeficientes de rigidez das molas representativas do modelo do solo, partiu-se da definição do coeficiente de recalque  $K$ , que é a relação entre a carga atuante e o recalque, em  $\text{kN/m}$ .

Os valores dos coeficientes de rigidez, estimados conforme explicitado acima, foram considerados como condição de contorno no modelo estrutural para análise da interação seguinte. Foram feitas, para todas as etapas, várias iterações até a convergência dos valores de coeficiente de rigidez. Observou-se que os valores convergiram na 3ª iteração.

### 6.2 Comportamento quanto aos recalques medidos e estimados

A partir dos modelos numéricos elaborados para cada etapa construtiva, foi possível comparar os recalques medidos com os recalques estimados. As Figuras 7(a), 7(b), 7(c) e 7(d) apresentam as curvas iso-recalques estimados para a 6ª etapa construtiva, considerando apoios rígidos e considerando as 3 iterações calculadas com interação solo-estrutura, respectivamente.

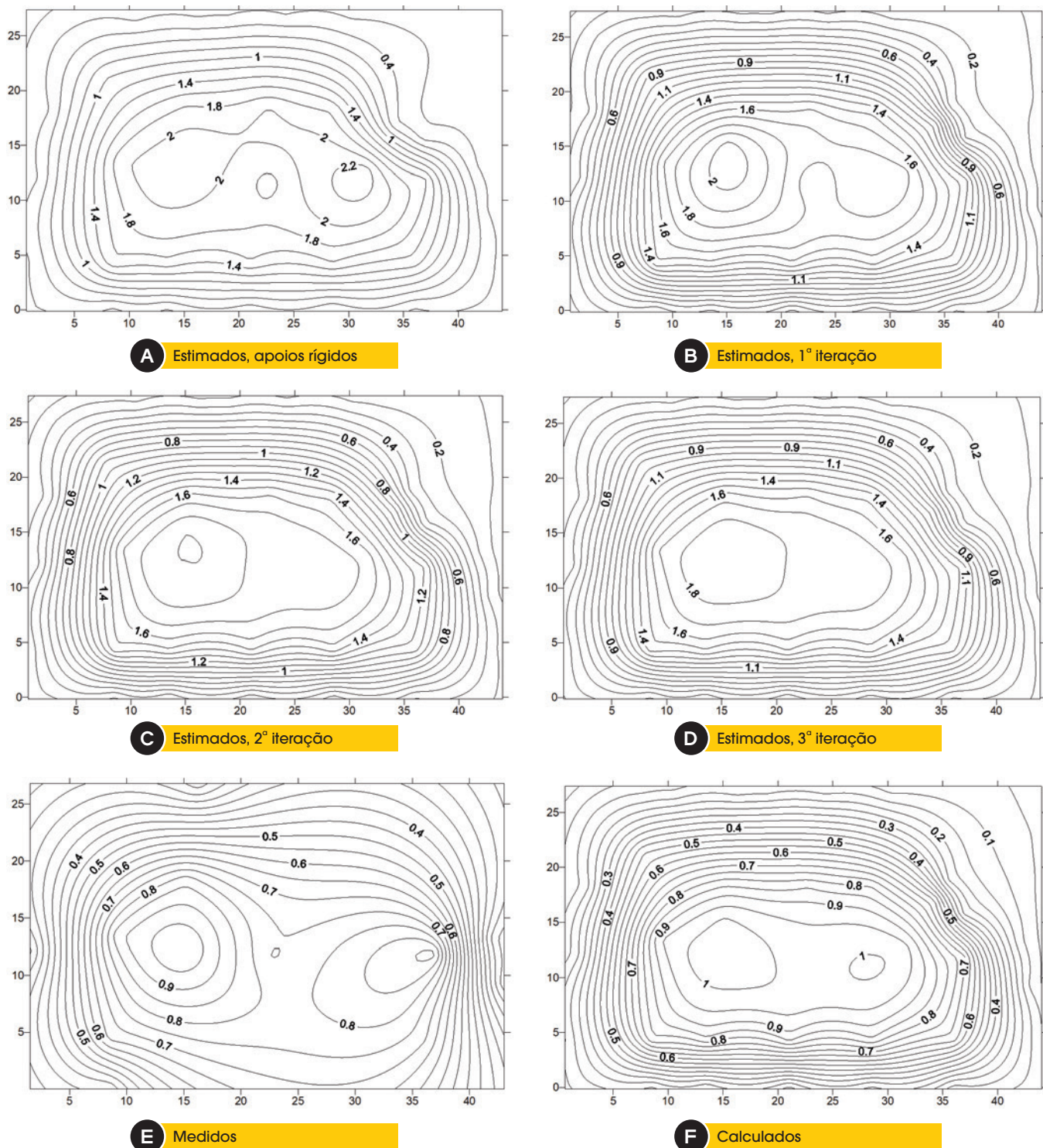
Observa-se que os maiores recalques são estimados quando da consideração das cargas do modelo correspondente ao apoio rígido. Há mudança na localização dos maiores recalques quando se introduz a análise com interação solo x estrutura. Por outro lado, a mudança é pouco significativa no padrão de comportamento das curvas de iso-recalques quando se passa a um maior refinamento das análises (maior número de iterações), até a convergência dos resultados. Estes resultados parciais podem ser melhor acompanhados na pesquisa de Rosa [1].

Verificou-se que estas análises de iterações múltiplas são muito trabalhosas e não resultam em diferenças significativas no padrão de comportamento nas diversas iterações além da primeira, quando se contempla a interação solo x estrutura. Não se observou diferença sensível no padrão de distribuição de recalques em planta e também na redistribuição de cargas na fundação. Uma vez que as fundações representam a última etapa do projeto e a primeira da execução, os autores consideram que, para projetos correntes, a análise da interação solo x estrutura, recomendada pela versão mais atualizada da norma, justifica-se numa única iteração.

Em seguida, procurou-se comparar as curvas de iso-recalques previstas e medidas, de forma a se avaliar os parâmetros de compressibilidade estimados para o maciço de solos e a capacidade

de previsão de comportamento, seja do modelo estrutural, seja da metodologia aplicada na previsão dos recalques. Cabe destacar que a metodologia de Aoki-Lopes [3], originalmente concebida para fundações profundas, também pode ser utilizada para funda-

ções diretas e fundações mistas, como o caso presente. Para a 6ª etapa, os valores medidos são ilustrados na Figura 7(e) e previstos na Figura 7(f). Uma vez que os recalques medidos se iniciaram após o início da obra, foram reduzidos, dos recalques calculados



**Figura 7**  
Curvas iso-recalques para a 6ª etapa (em centímetros)

apresentados na Figura 7(f), os valores correspondentes àqueles que ocorreriam antes do início da instrumentação.

Observa-se que as Figuras 7(e) e 7(f) apresentam um aspecto bastante similar, com maiores recalques, da ordem de 1 cm, na parte central da edificação, especialmente no trecho dos pilares que apresentam fundação direta. Os pilares com fundação profunda e da periferia apresentam ordem de grandeza dos recalques bem menor que os pilares centrais.

A similaridade nos valores de recalque indica a adequação do modelo de compressibilidade do solo, que já havia sido observado por Conde de Freitas et al [4]. A similaridade no padrão da curva revela a adequação do modelo numérico ao representar o comportamento da interação entre o solo e a estrutura.

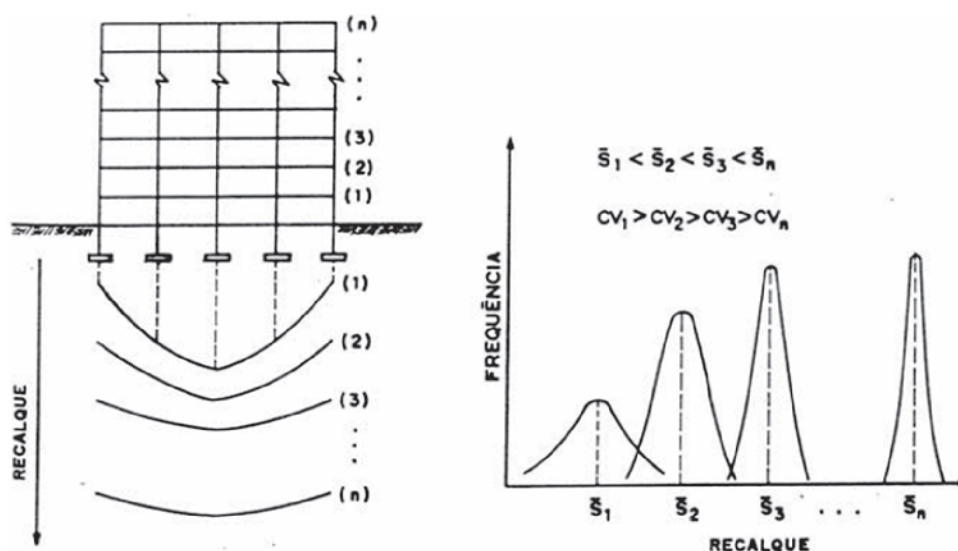
Cabe aqui lembrar o comportamento observado por Gusmão Filho [5] quanto ao efeito da sequência da construção na interação solo x estrutura, ilustrado na Figura 8. A Figura 8 ilustra o aumento do recalque médio com o avanço das etapas construtivas. Ao mesmo tempo em que se observa o aumento do recalque médio, por efeito do acréscimo do carregamento, a variabilidade do recalque diminui, ou seja, o coeficiente de variação do recalque tende a diminuir com o avanço da construção. Este é o efeito da interação. As Figuras 9(a), 9(b) e 9(c) ilustram este mesmo efeito para a obra em estudo. Como as leituras desta obra não foram iniciadas no tempo zero, os valores estatísticos (média, desvio padrão e coeficiente de variação) foram determinados considerando que o recalque medido, em cada um dos pilares instrumentados, apresentasse, no início das leituras, um valor de recalque igual àquele calculado para o mesmo pilar naquele mesmo tempo. Os recalques calculados foram tomados com a origem no início da execução. As Figuras 9(a), 9(b) e 9(c) ilustram, respectivamente, a média, desvio padrão e coeficiente de variação dos recalques estimados e dos recalques medidos. O cálculo da média foi feito considerando o somatório dos recalques em cada pilar instrumentado dividido pelo número de pilares (11 pilares), para cada uma das etapas instrumentadas (6 etapas). A partir da média foi calculado

o desvio padrão e o coeficiente de variação, que é a razão entre o desvio padrão e a média.

Observa-se que os valores médios medidos foram praticamente coincidentes com os valores médios calculados, exceto para a leitura correspondente ao intervalo de 310 dias após o início da instrumentação, justamente na ocasião em que foram perdidas 3 leituras. Possivelmente, a redução do número de observações resultou no comprometimento do valor médio. Observou-se, ainda, que o valor médio calculado no tempo de 310 dias, que contemplou a média de 11 valores, se aproximou muito mais da tendência da curva do que o valor da média do recalque medido neste tempo, cujo valor se afastou do comportamento do conjunto.

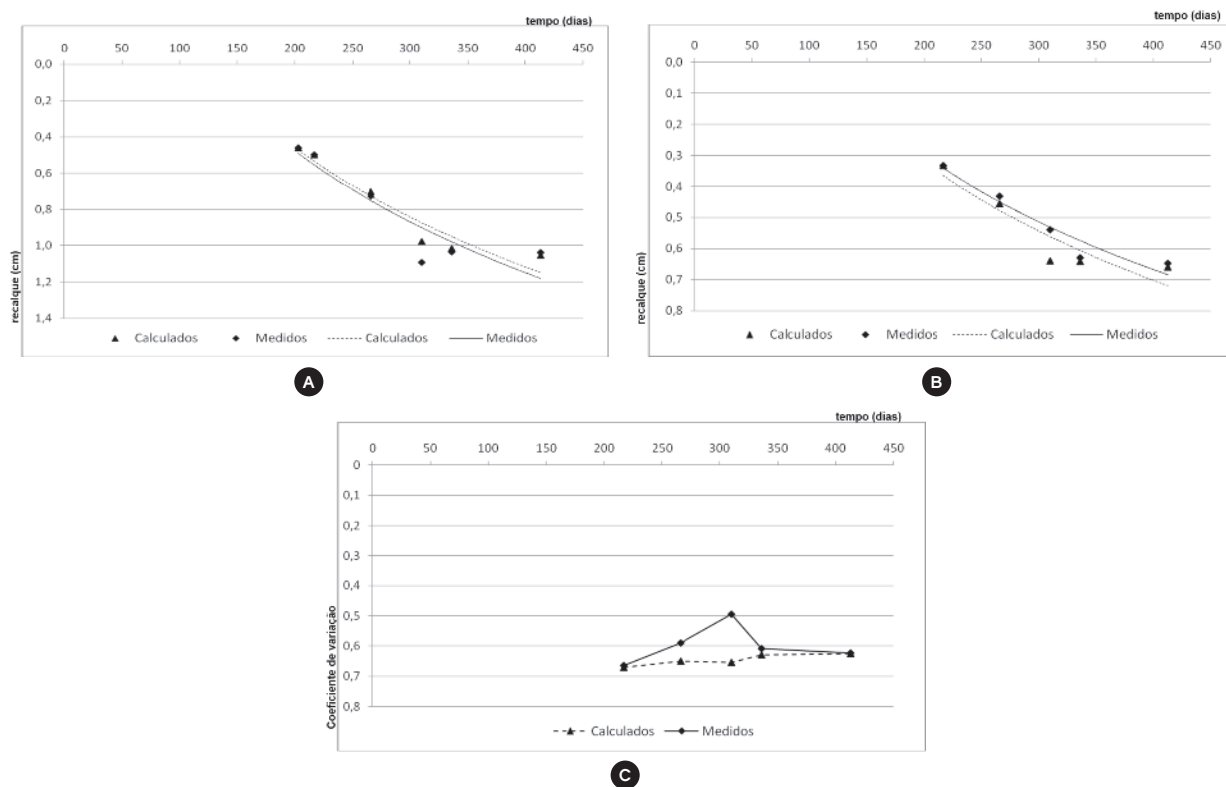
Verificou-se que os valores de desvio padrão medidos foram também muito próximos dos valores calculados, exceto para a leitura correspondente ao mesmo intervalo de 310 dias após o início da instrumentação, justamente na ocasião em que foram perdidas 3 leituras. Possivelmente, o comprometimento do valor médio resultou no mesmo efeito no desvio padrão. Porém, enquanto no gráfico de recalques o valor do recalque médio calculado tenha se aproximado da curva do conjunto, enquanto o medido tenha se distanciado, no caso do desvio padrão aconteceu o oposto. Ainda não se conseguiu identificar uma justificativa para tal resultado.

Como se considerou, para os valores medidos no início da instrumentação, os mesmos valores calculados para aquela data, os valores da média, desvio padrão e coeficiente de variação se iniciaram no mesmo ponto. Nos valores calculados o coeficiente de variação se reduz, ao longo do processo executivo, porém muito lentamente. Para os valores medidos, o coeficiente de variação apresenta uma maior amplitude de variação, possivelmente pela perda de algumas leituras, como comentado anteriormente. Cabe observar que, apesar das diferenças ocorridas durante o carregamento, a amplitude da redução do coeficiente de variação foi a mesma, quer se tome os valores medidos, quer se tome os valores calculados. Destaca-se também que a maior redistribuição de cargas e recalques costuma acontecer no início da construção,



**Figura 8**  
Efeito da sequência executiva, Gusmão Filho [5]





**Figura 9**  
(a) Média, (b) Desvio padrão e (c) Coeficiente de variação dos recalques medidos e calculados

quando a rigidez da estrutura aumenta até os primeiros pavimentos. Observações experimentais comprovam que os primeiros pavimentos são os que mais trabalham, daí se verificar danos, relativos à presença de recalques excessivos, justamente nos primeiros pavimentos, que, infelizmente, na obra em apreço, não foram instrumentados. Como esta obra consiste num empreendimento comum, com um cronograma executivo rápido, apesar de todo o apoio recebido por parte da construtora, os autores não tiveram permissão de alterar as etapas e a velocidade de construção. Até que se obtivesse a autorização e se iniciasse as leituras, a construção já se encontrava no quarto pavimento. Não foi possível, assim, se observar o comportamento do coeficiente de variação com o tempo no período em que ele deve sofrer uma variação mais significativa, ou seja, nas primeiras etapas da construção. Isto posto, se observa, embora de forma mais tênue, a redução do coeficiente de variação com a sequência executiva. Reportando-se à Figura 8, observa-se que Gusmão Filho [5] já representava a redução mais significativa do desvio padrão nas primeiras etapas.

### 6.3 Análise considerando a fluência e a retração do concreto

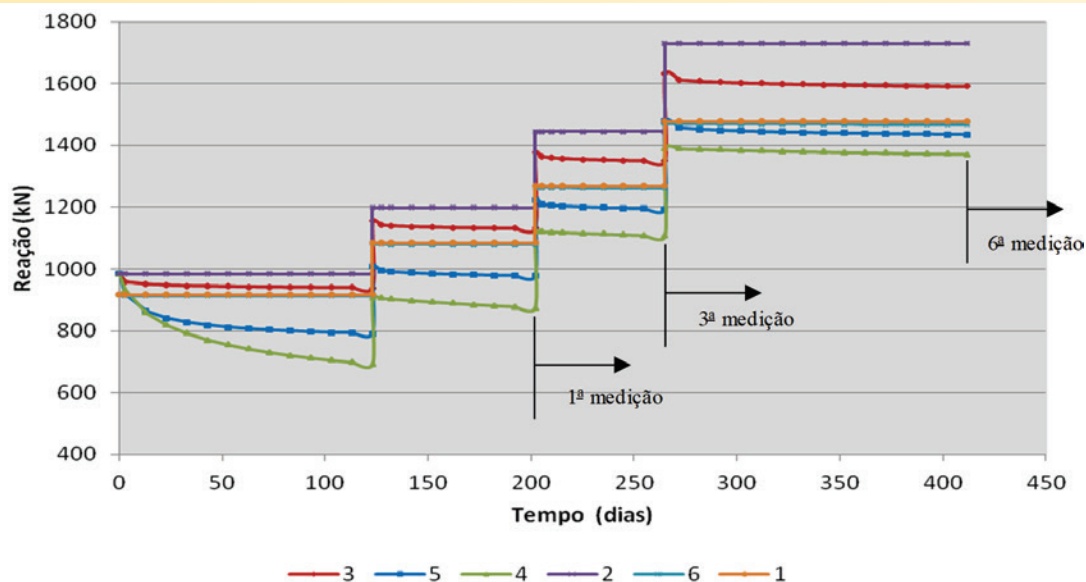
As iterações calculadas calibraram o modelo quanto às características do terreno, definindo o valor a ser adotado para o coeficiente de rigidez das molas representativas do solo. Para a estimativa do coeficiente de rigidez das molas representativas do modelo do solo, partiu-se da definição do coeficiente de recalque  $K$ , que é a

relação entre a carga atuante e o recalque, em kN/m. Considerou-se, portanto, para as etapas subsequentes, os valores de coeficiente de rigidez da 6ª etapa, após a 3ª iteração.

Toda a previsão de fluência e retração foi feita através do programa SAP2000, que se baseia nas formulações do Código Modelo do CEB-FIP [6]. Para o emprego das recomendações do CEB, faz-se necessário o uso de coeficientes empíricos baseados em certos parâmetros e características geométricas e propriedades mecânicas da estrutura, como: a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck} = 35$  MPa), módulo de elasticidade do concreto a 28 dias ( $E_{ci} = 34 \times 10^3$  MPa), seção transversal das peças, umidade relativa do meio (75%), idade e duração do carregamento e tipo de cimento empregado (0,25, na presente análise, correspondendo a um cimento de endurecimento normal). Quanto à idade e duração do carregamento, foram consideradas às etapas de construção e sua duração, indicados na Tabela 1.

Importante observar que, para esta análise, não foram consideradas todas as etapas citadas na Tabela 1, (1 a 6). Isto porque o acréscimo de carga entre determinadas etapas foi muito pequeno. Em alguns casos, os intervalos entre etapas foram também muito pequenos.

Além disso, acrescentou-se uma etapa anterior ao início da instrumentação, ou seja, anterior à leitura “zero”, de forma a considerar o carregamento correspondente à construção da fundação, subsolo, piso semi-enterrado, térreo e pavimento de uso comum (PUC), objetivando melhor observar os efeitos dos fenômenos analisados.

**Figura 10**

Esforço normal ao longo do tempo para o pilar M5, considerando as seis situações descritas

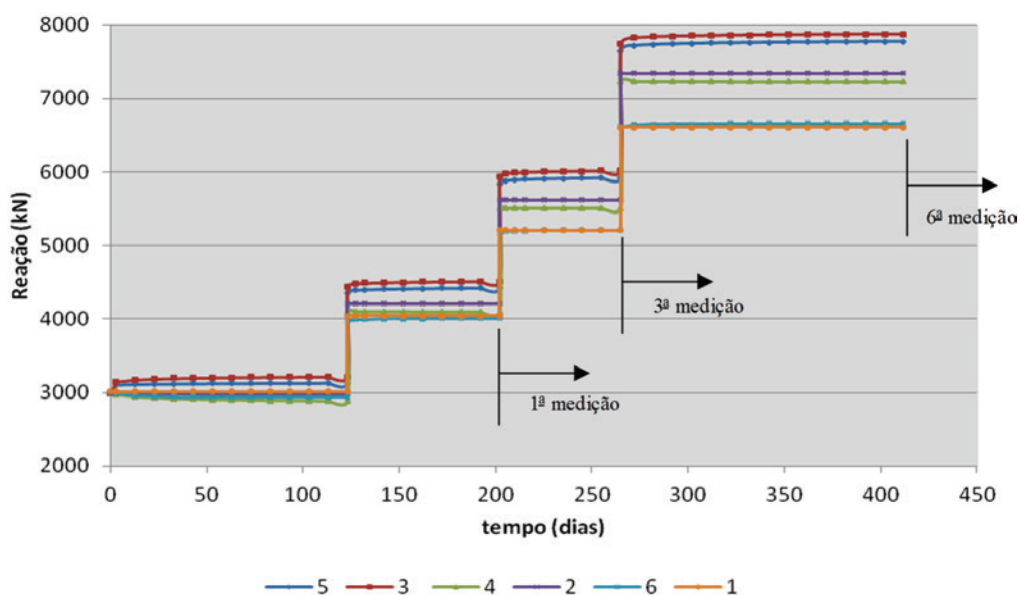
Foram analisadas seis situações para o edifício estudado, ao longo do tempo, conforme descrito abaixo:

- 1) Estrutura com apoios rígidos;
- 2) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sem fluência e retração;
- 3) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito apenas a fluência;
- 4) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito apenas a retração;
- 5) Estrutura com apoios elásticos e material da estrutura sujeito a fluência e retração;
- 6) Estrutura com apoios rígidos e material da estrutura sujeito a fluência e retração.

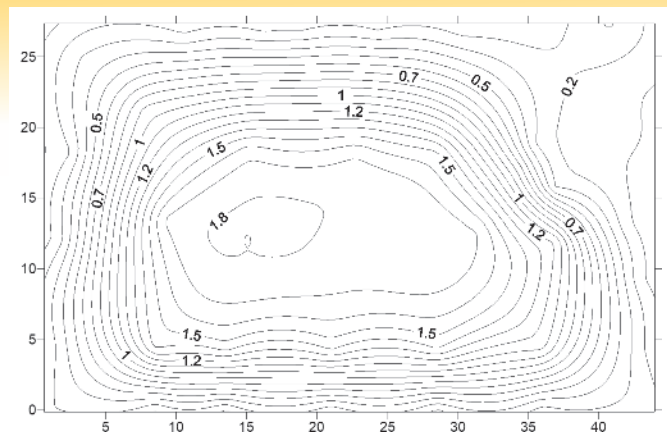
As Figuras 10 e 11 apresentam as curvas de esforços normais de dois pilares (M5 e M22) ao longo do tempo, para as situações 1 a 6, enumeradas acima. Nestas figuras estão também identificadas, para melhor clareza, as etapas das medições.

A Figura 10 mostra as curvas para o pilar M5 (locação apresentada na Figura 2(a)), em fundação profunda. Para este pilar, portanto, o limite superior do carregamento equivale à estrutura sobre apoios elásticos e sem fluência e retração, enquanto o limite inferior equivale à estrutura sobre apoio elástico e submetida apenas à retração. O efeito da fluência resultou na redução da carga, para este pilar, enquanto a interação solo-estrutura resultou no acréscimo. A solicitação contemplando o efeito da fluência e retração ficou compreendida entre estes dois limites, ou seja, apoio elástico sem fluência e retração e apoio elástico com fluência e retração. A Figura 11 ilustra o que ocorre com o pilar M22, com fundação direta em sapata. Neste pilar, houve uma redistribuição de carga no sentido do acréscimo da solicitação, em todas as etapas de análise.

O efeito da fluência, neste pilar, resultou no aumento do carregamento, para todas as etapas, de forma crescente no tempo. Houve uma mudança de comportamento em relação aos demais

**Figura 11**

Esforço normal ao longo do tempo para o pilar M22, considerando as seis situações descritas



**Figura 12**  
Curvas iso-recalques da 6ª etapa, com interação solo-estrutura, considerando fluência e retração (em centímetros)

pilares analisados, em que a interação e a fluência caminharam sempre em sentidos opostos.

O efeito da retração indicou ser pouco significativo para este pilar, e caminhou no sentido de reduzir o carregamento.

As autoras observaram, portanto, que na grande maioria dos pila-

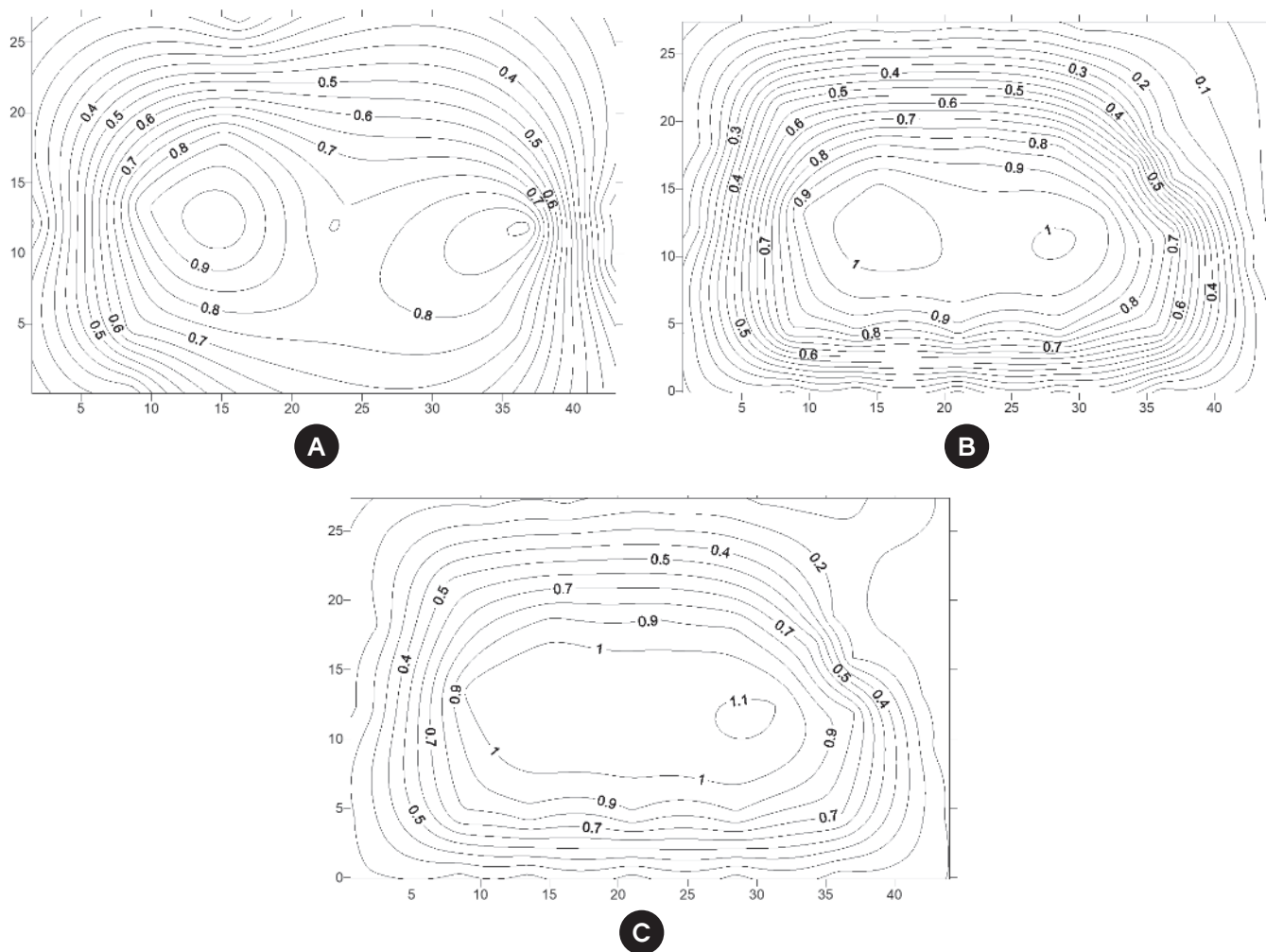
res o efeito da fluência foi contrário ao da redistribuição de cargas. Já o efeito da retração se mostrou pouco significativo.

Gonçalves [7] também observou que os efeitos da retração foram pequenos e aconteceram no tempo inicial do carregamento e na região dos pilares de grande rigidez. No geral, a partir do tempo de 140 dias, os efeitos da retração também foram pouco significativos.

A Figura 12 mostra as curvas iso-recalques, após a 6ª etapa construtiva, considerando a interação solo-estrutura e os efeitos da fluência e retração. As curvas iso-recalques sem considerar os efeitos de fluência e retração foram apresentadas na Figura 7(d). Em relação aos recalques, o efeito da fluência e retração não alterou o padrão de sua distribuição em planta para o caso em estudo, nem seu valor máximo, como se observa na comparação entre as Figuras 7(d) e 12.

Conclui-se que, para a obra em estudo, o efeito combinado da fluência e retração não contribuiu para uma maior uniformização dos recalques em planta em relação ao efeito relevante da interação solo x estrutura.

A Figura 13 mostra as curvas iso-recalques após a 6ª etapa construtiva reduzindo, no caso dos recalques estimados, a parcela calculada anteriormente ao carregamento existente por ocasião do início da instrumentação (1ª etapa). A Figura 13 inclui: (a) os recalques medidos, (b) os recalques calculados considerando a interação solo-estrutura e (c) os recalques calculados considerando a interação solo-estrutura incluindo os efeitos da fluência e retração.



**Figura 13**  
Curvas iso-recalques da 6ª etapa: (a) medidos, (b) calculados e (c) considerando fluência e retração (em centímetros)

Observa-se que houve maior consistência entre a curva medida com aquela contemplando apenas a interação. Quando se considera, além da interação, o efeito da fluência e retração, ocorreu uma mudança de comportamento no trecho central da curva, com uma maior uniformização dos recalques, superior ao ocorrido na curva medida, além de uma mudança nos cantos, com redução mais brusca dos recalques na curva contemplando a fluência e retração. Conclui-se, assim, que a consideração da fluência e retração na análise numérica sinaliza para uma avaliação em excesso à sua real significância quando comparada apenas ao efeito da interação, de acordo com a instrumentação.

## 7. Conclusões

O presente artigo apresentou a análise de um edifício, em fundações mistas, em que foi realizada a instrumentação de campo para medições de recalque e deformações de pilares.

O artigo revelou uma adequação das ferramentas atualmente disponíveis, quer em relação ao modelo numérico estrutural, quer em relação à previsão dos recalques, efeito de grupo e estimativa da compressibilidade do maciço de solo em representar, de forma adequada, o comportamento da interação entre o solo e a estrutura.

Observou-se que os valores médios e de desvio padrão dos recalques medidos foram praticamente coincidentes com os valores médios e desvio padrão dos recalques calculados.

Verificou-se que as análises de iterações múltiplas são muito trabalhosas e não resultam em diferenças significativas no padrão de comportamento nas diversas iterações além da primeira, quando se contempla a interação solo x estrutura.

Em relação à redistribuição das cargas em etapas sucessivas, observou-se que a interação e a fluência caminharam sempre em sentidos opostos.

A consideração da fluência e retração na análise numérica sinaliza para uma avaliação em excesso à sua real significância quando comparada apenas ao efeito da interação.

## 8. Referências bibliográficas

- [1] ROSA, L. M. P. Soil structure interaction: analysis considering creep in concrete (In Portuguese) Niterói, 2015, DSc Thesis – Civil Engineering Department, Fluminense Federal University, 204 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Foundations Design and Execution (In Portuguese). - NBR 6122, Rio de Janeiro, 2010.
- [3] AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the Theory of Elasticity. Proceedings, 5<sup>th</sup> Pan American CSMFE, Buenos Aires, v.1, p.377-386, 1975.
- [4] CONDE DE FREITAS, A.; PACHECO, M.; DANZIGER, B. R. Estimating Young Module in Sands from the Normalized  $N_{60}$  Blow Count. Soils and Rocks, vol. 35, n.1, 2012.
- [5] GUSMÃO FILHO, J. Contribution to foundation practice: a experience from the city of Recife. Full professor These (In Portuguese), UFPE, Recife, 1995, 251 p.
- [6] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, Thomas Telford
- [7] GONÇALVES, J.C. A Influência dos Recalques das Fundações no Comportamento de Edificações ao Longo do Tempo. Rio de Janeiro, 2010, Tese (doutorado), Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 312 p.

## Coding the “New Implicit Method” in MatLab for preliminary tunnel design

### *Implementação no MatLab do “Novo Método Implícito” para pré-dimensionamento de túneis*



W. C. FERRÃO<sup>a</sup>  
wallace.ferrao@ufrgs.br

D. BERNAUD<sup>a</sup>  
denise.bernaud@ufrgs.br

#### Abstract

The tunnel design is a subject that demands a three-dimensional analysis dealing with two different players: lining and rockmass. The traditional methods of getting the necessary parameters for design do not consider a correct interaction between the two players, but the New Implicit Method (NIM) takes this characteristic in its core and develops some formulations for elastic, plastic and viscous rockmasses. Understanding that the stiffness of the lining and the distance between the lining and the tunnel face change the convergence of the tunnel, a code in MatLab for NIM is validated through Finite Element (FEM) with its results being presented. The validation of this method was compared with FEM analysis and the results obtained an average accuracy of 12% what represents a good approximation regarding geotechnical issues.

**Keywords:** tunnel design, new implicit method, elastic, plastic and viscoplastic rockmass, convergence.


#### Resumo

O dimensionamento de túneis requer uma análise tridimensional lidando com duas estruturas muito diferentes: o maciço e o revestimento. Os métodos simplificados tradicionais de dimensionamento de túneis não consideram a correta interação entre essas duas estruturas. O “Novo Método Implícito” leva em consideração a correta interação e é desenvolvido para maciços elásticos, plásticos e viscoplásticos. O parâmetro chave desta interação é a convergência no instante da colocação do revestimento que é afetada, entre outros, pela rigidez do revestimento. Um código em MatLab do NIM foi desenvolvido e validado com resultados de cálculos numéricos em elementos finitos. Os resultados desta comparação fornecem uma precisão de 12%, demonstrando um ótimo resultado para obras geotécnicas.

**Palavras-chave:** dimensionamento de túneis, Novo Método Implícito, maciços elásticos, plásticos e viscoplásticos, convergência.

<sup>a</sup> Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brazil.

Received: 03 Apr 2017 • Accepted: 10 Oct 2017 • Available Online: 7 Jun 2018

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

## 1. Introduction

The design of tunnel support is one of the most complex tasks in the tunnel design, and most of the projects remain empirically analyzed and designed. However, it is getting unsuitable, since it is being proved that the interaction of the soil and lining matters in a way to change the stresses taken by the concrete as well as the deformation caused by the rockmass. This deformation of the rockmass over the lining is the main parameter and it is going to be called convergence.

The *Association Française des Tunnels et de L'Espace Souterrain* (AFTES) [1] classifies the tunnel support design methods into four types: (i) purely empirical methods indicating the most appropriate type of support for a situation defined from various geotechnical classification systems; (ii) methods for determining the loads acting on the support, regardless of support type and deformation; (iii) support design methods which consider loads exerted by the ground as input data with some integration of support stiffness, deformation and the reactions of the surrounding ground; (iv) and more recent methods taking full account of the ground/support interaction.

The first method consists on the reproduction of succeeded tunnel supports and does not provide an assessment of the safety factor. The second and third method derives from the strength of the materials and consider the tunnel a semi-circular beam reacting to external loads. The support reactions are given as Winkler springs to reproduce the strength of the soil.

The last classification is derived from the continuous media theory and this is the reason why it was chosen to be applied in this work. This classification integrates the traditional Convergence-Confinement Method (CV-CF) for analytical solution and some numerical solutions with Finite Element which can describe better the 3D effect around the tunnel face.

The New Implicit Method (NIM) was developed by BERNAUD and ROUSSET [3] as evolution of the Convergence-Confinement Method. The NIM fully integrates the influence of the lining on the final convergence at equilibrium, since it shows that stronger the lining is, the smaller is the convergence (dimensionless displacement). Regarding that, the paper's main objectives are: (1) to present the New Implicit

Method and (2) to introduce the NIM in *MatLab* for preliminary tunnel design.

Every relevant and recurrent parameter shown in the text are summarized on Appendix I at the end.

## 2. Interaction problem

The determination of the load transferred to the support requires an analysis of the interaction of the load-deformation characteristics of the elements comprising the system ground/support. The preliminary design of tunnels foresees the necessary strength of the lining since it is able of presenting the convergences of the rockmass.

Let us consider a circular deep tunnel (radius  $R_i$ ), driven in a homogeneous and isotropic rockmass [Figure 1], initially subjected to a geostatic stress field ( $\sigma_0$ ):

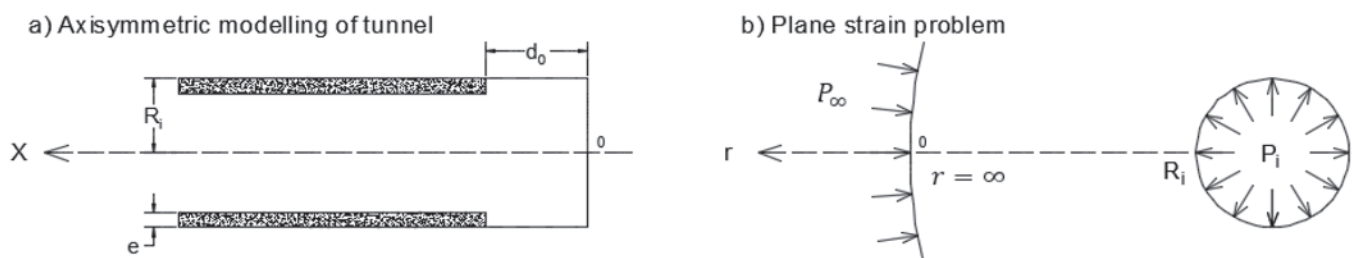
$$\sigma_0 = -P_\infty \underline{\underline{1}} \text{ with } P_\infty = \rho g z \text{ (} z = \text{mean depth)} \quad (1)$$

The Equation (1) gives the initial stresses (before the excavation). It is dependent on the  $P_\infty$  which is the pressure exerted by the soil mass above the tunnel. According to PARK [9] since it is a circular deep tunnel, it is accepted to consider the same pattern for vertical and horizontal axes. Parameters  $\rho$  and  $g$  are the unit mass and gravity acceleration respectively.

With the assumption that the lining is a ring of constant thickness  $e$ , made of a homogeneous and isotropic material; and, moreover, that the lining is set at a distance  $d_0$  from the plane and vertical tunnel face, the problem becomes an axisymmetric problem dependent only on the radial distance  $r$  to the tunnel axis and the time  $t$ .

In the other hand, the deep section of the tunnel can be treated as a Plane Strain problem since the lining speed is constant (time dependent), so the parameters will depend only on the radial distance  $r$  as well.

Firstly, the most used method to predict the stresses upon the lining is the Convergence-Confinement method [1] which is a procedure that allows the load imposed on a support installed behind the face of a tunnel to be estimated. Per CARRANZA and FAIRHURST [5], when a section of support is installed in the immediate vicinity of the tunnel face, it does not carry the full load to which it will be



**Figure 1**

Simplification of the behavior of the problem. (BERNAUD and ROUSSET, 1994, [3])

subjected eventually; a part of the load is redistributed around the excavation face itself. However, as the tunnel and face advance, this ‘face effect’ decreases and the support must carry a greater proportion of the load that the face had carried earlier.

The method explained in the previous paragraph is defined by two curves [Figure 2]: the convergence curve is the dashed line, also known as the ground reaction curve that gives the internal pressure exerted at the wall versus the convergence of the tunnel’s wall and it depends on the characteristics of the rockmass and the adopted plastic criteria; the second curve is the confinement one (or support characteristic curve), which illustrates the relationship between the pressure  $P_i$  versus the closure of the lining  $U_i^s$  defined as the straight line in [Figure 2].

The Confinement curve starts at the convergence of the installation of the lining  $U_0$  and its slope is defined as the lining strength  $K_s$ .

The parameters of Figure 2 A are:

$U_0$  and  $P_0$ : the convergence (radial deformation) and the pressure at the distance  $d_0$  from the tunnel face;

$U_{eq}$  and  $P_{eq}$ : the convergence and the pressure at a section far from the tunnel face at equilibrium, where both pressure and convergence are stabilized;

$R_p$ : the plastic radius is the limit between the elastic and plastic zone around the tunnel.

Figure 2 illustrates the relationship between the pressure  $P_i$  versus the closure of the lining  $U_i^s$  (convergence). Since it is shown in Figure 2 (A) that the rockmass presents an elastoplastic behavior, there is a plastic zone around the tunnel (B). The convergences  $U_0$  and  $U_{eq}$  are shown in (B) and the pattern of initial increase and final stabilization of the rockmass displacement is shown as well.

Eventually, the Convergence-Confinement curve is drawn and the safety factor can be obtained by comparing the concrete strength with the stress at a distance far from the tunnel face that is imposed by the rockmass upon the lining structure.

### 3. The lining stiffness

PANET [8] brings equations for the lining stiffness ( $K_s$ ). There are two main equations which describe the lining stiffness. They are derived from a thin shell and a thick pipeline. This work uses the normal solution only, considering that in deep tunnel, there is a uniform convergence only. For other cases, Panet [8] shows the lining stiffness for bending resistance. Considering a thin shell and  $R_i/e > 10$ , the lining stiffness is:

$$K_s = \frac{E_L e}{1 - \nu_L^2 R_i} \tag{2}$$

In the other hand, when a thick pipeline is used ( $R_i/e < 10$ ), the lining stiffness is:

$$K_s = \frac{E_L [R_i^2 - (R_i - e)^2]}{(1 - \nu_L)[(1 - 2\nu_L)R_i^2 + (R_i - e)^2]} \tag{3}$$

Where:

$R_i$ : radius of the excavated tunnel;

$e$ : thickness of the lining;

$E_L$ : Modulus of Young of the lining;

$\nu_L$ : Poisson coefficient of the lining.

### 4. The New Implicit Method (NIM)

The Convergence at equilibrium is the final displacement imposed on the lining ring and it has been calculated by the NIM, the Pressure at equilibrium is defined by the NIM too. The Method derived from the CV-CF method contains four main steps and for every rockmass behavior (elastic, elastoplastic and viscoplastic) the steps follow the same sequence (see Figure 3).

The New Implicit Method (NIM) was developed by BERNAUD and ROUSSET [3] and consists on deducing the curve of convergence with a geometrical transformation from unsupported to supported tunnel. The transformation

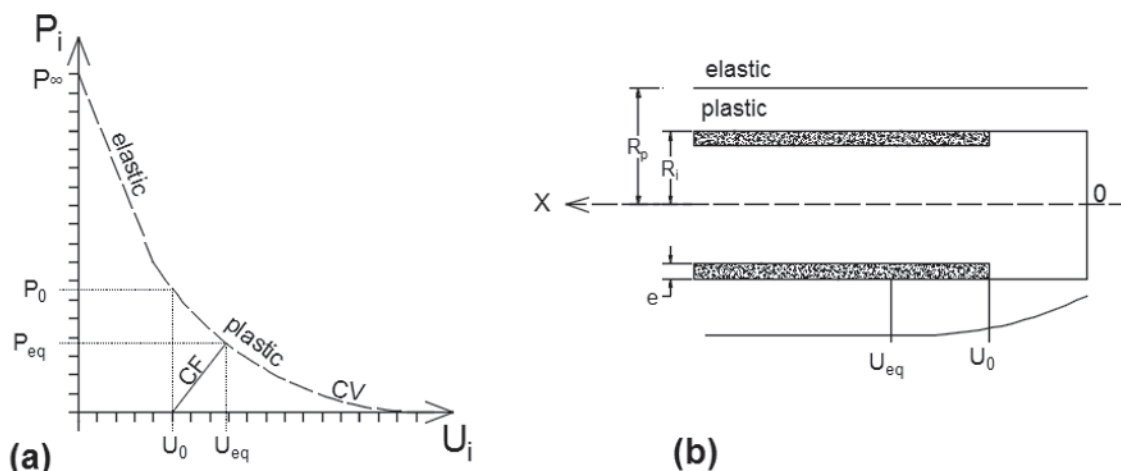
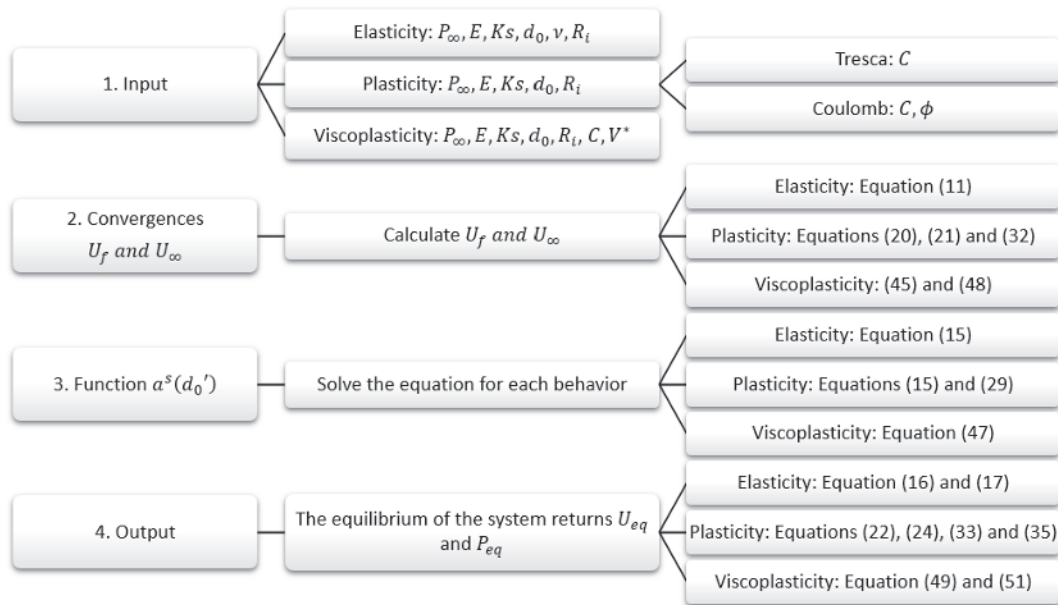


Figure 2

Tunnel equilibrium in a diagram  $P_i \times U_i$  (a) and equilibrium of a tunnel (b) (BERNAUD and ROUSSET, 1996, [3])



**Figure 3**

Sequence of solution of a tunnel convergence  $U_{eq}$  and Pressure  $P_{eq}$

is a function  $a^0(x)$  of the unsupported tunnel and it was approximated by:

$$a^0(x) = \frac{U_i^f(x) - U_i^f(0)}{U_i^f(\infty) - U_i^f(0)} = 1 - \left( \frac{0.84R_p}{x + 0.84R_p} \right)^2 \quad (4)$$

Where  $U_i = U_i^f(0)$  is the convergence at the tunnel face of the unsupported tunnel and  $U_i^f(\infty) = U_\infty$  is the convergence of the unsupported tunnel far from the tunnel face. The NIM showed that  $a^s(x)$  depends on the  $K_s$  (lining stiffness) that had not been predicted by the CV-CF method; so, a function for the supported tunnel is proposed:

$$a^s(x) = a^0(\alpha x), \text{ with } \alpha = \alpha(K'_s) \quad (5)$$

Then, for a given constitutive law of rockmass, the application of the NIM can be summarized by the following steps:

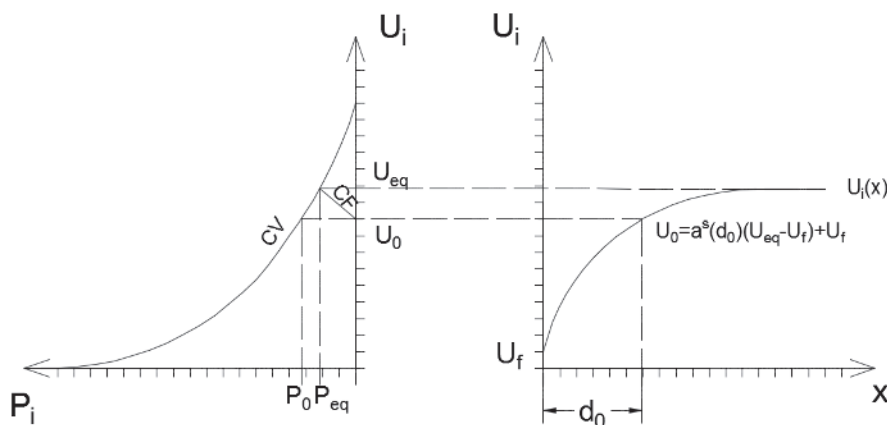
a) Choose the reduced lining function  $\alpha^*$  ( $K'_s$ ). Then, for the supported tunnel, Equation (5) becomes:

$$x' = \frac{x}{R_i}; \alpha^* = \alpha \frac{R_i}{R_p} \quad (6)$$

$$a^s(x') = 1 - \left( \frac{0.84}{\alpha^* x' + 0.84} \right)^2 \quad (7)$$

b) Solve the convergence of the tunnel face  $U_f$  according to the rockmass behavior.

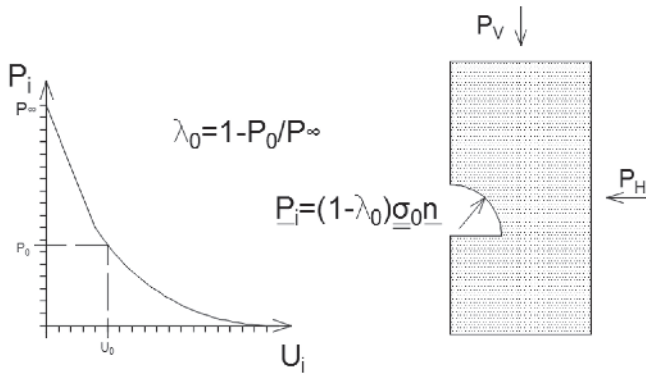
c) The solution of the problem is then obtained by solving the following equations:



**Figure 4**

Calculation of a tunnel with the NIM





**Figure 5**  
Application of the ratio  $\lambda_0$  in a plane strain model

$$\begin{aligned} P_{eq} &= C_F(U_0, U_{eq}) \\ P_{eq} &= C_V(U_{eq}) \end{aligned} \tag{8}$$

d) In the System (8), the convergence  $U_0$  is a function of  $U_{eq}$  (that explains the name of 'implicit method'). By (7) and (8) we can write:

$$U_0 = a^s(d_0)(U_{eq} - U_f) + U_f \tag{9}$$

Figure 4 sums up how the NIM method works integrating the two charts which correlate the convergence, the pressure and the location of the studied section by setting the lining supported function and getting the value for  $U_0$  and its respective pressure.

Another use of the simplified method is to determine the ratio  $\lambda_0$  (or the convergence  $U_0$ ) at the moment of lining installation and then use this value as a good approach to calculate the tunnel in a 2D plane strain condition with a

more complex geometry and loading (anisotropic loading for instance).

Figure 5 shows how the pressure  $P_i$  is obtained by using the ratio  $\lambda_0$ .

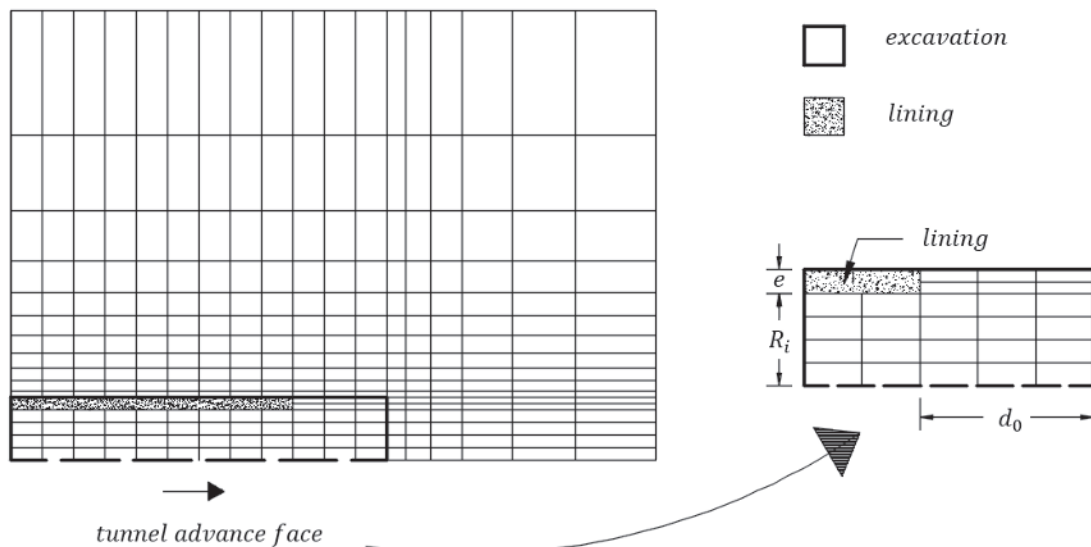
#### 4.1 The Numerical Code GEOMECC91

The tunnel face advance process is studied here by the 'deactivation/reactivation' method developed in the numerical code 'GEOMECC91' [4] It is a 2D axisymmetric analysis of tunneling that considers the sequences of excavation and lining placement as it is illustrated in Figure 6. The excavation process is simulated by the 'deactivation' of the stiffness of the elements representing the ground removed during the excavation step (face advance). This is accomplished by a significance reduction of their Young's Modulus and Poisson's ratio.

Tunnel support is placed using the reactivation process at a specified distance,  $d_0$ , from the advancing face. This is calculated by substituting the lining characteristics in the corresponding lining elements. At this moment, the lining elements are stress and strain free.

BERNAUD [4] validated this numerical code with the experimental values of the Boom clay in Belgium, and for a 230-m deep tunnel the *in-situ* convergence was about 2.20% and the numerical solution returned a convergence of 2.04% presenting an average difference of 0.16% (between GEOMECC91 and experimental measures) showing the accuracy of the CEOMECC91 used here as the validation tool of the New Implicit Method (see Figure 6).

QUEVEDO [10] and FIORE *et al* [6] compared the solution of the GEOMECC91 with the numerical solution given by software ANSYS and showed an accuracy of GEOMECC91 used here. The model used by Fiore presented an accuracy



**Figure 6**  
Typical mesh of GEOMECC91 (BERNAUD and ROUSSET, 1996 [4])

of 5% when compared to the GEOMEQ91 solution. The values for the convergence and stress at equilibrium are two of the driving characteristics to build a reliable and safe tunnel, and as the text follows, the solution of the incognitos cited before are going to be given for different behavior of the rockmasses depending upon the geology, type and creep characteristic of the rock around the lining.

### 4.2 Elastic rockmass

Some dimensionless parameters are going to be introduced to reduce the number of parameters shown in text. For an elastic solution, the dimensionless parameters are:

$$P'_\infty = \frac{P_\infty}{E}; K'_s = \frac{K_s}{E}; d'_0 = \frac{d_0}{R_i} \tag{10}$$

Where:

$P_\infty$ : Initial geostatic stress as defined in Equation (1);

$E$ : Modulus of Young of the rockmass;

$K_s$ : stiffness of the lining.

The steps to follow by the NIM to find the convergence and pressure at equilibrium are as follow:

a) Get the entry parameters:  $P_\infty$ ,  $E$ ,  $K_s$ ,  $d_0$ ,  $\nu$  (Poisson coefficient of the rockmass) and  $R_i$ ;

b) For an unsupported tunnel, we have:

$$U_\infty = \frac{1 + \nu}{E} P_\infty; U_f = 0.27 U_\infty \tag{11}$$

c) For elastic, and plastic solutions, the function  $a^s(x)$  is given from Equation (7) in function of a dimensionless lining function ( $\alpha^*$ ), and it is illustrated in Figure 7 proving that this function is dependent on the lining stiffness:

$$\alpha^* = \alpha \frac{R_i}{R_p} \text{ with } R_p = R_i \text{ for elastic rockmass} \tag{12}$$

The approximate method by BERNAUD and ROUSSET[3] proposed an average function for the reduced lining function, so  $\alpha^* = \alpha^*_{average}$ . See Figure 7:

$$\alpha^* = \alpha^*_{average} = 1.82 \sqrt{K'_s} \tag{13}$$

d) So, the function  $a^s(x')$  from Equation (7) is going to be changed by replacing the average function of  $\alpha^*$  from Equation (13):

$$a^s(x') = 1 - \left( \frac{0.84}{1.82 \sqrt{K'_s x' + 0.84}} \right)^2 \tag{14}$$

$$a^s(d'_0) = 1 - \left( \frac{0.84}{1.82 \sqrt{K'_s d'_0 + 0.84}} \right)^2 \tag{15}$$

e) Calculate the convergence and stress at equilibrium:

$$U_{eq} = \frac{P_\infty + K_s U_f (1 - a^s(d'_0))}{K_s (1 - a^s(d'_0)) + \frac{E}{1 + \nu}} \tag{16}$$

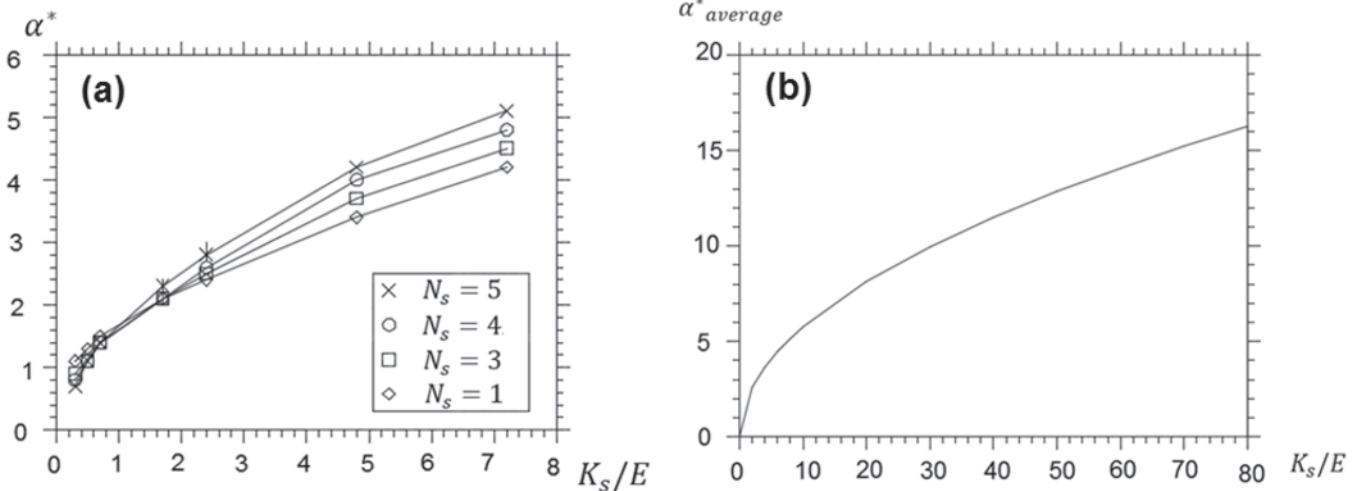
$$P_{eq} = P_\infty - \frac{E}{1 + \nu} U_{eq} \tag{17}$$

f) The convergence at  $d_0$  is given by Equation (9).

### 4.3 Plastic rockmass

The rockmasses subjected to plastic strain presenting cohesion and/or friction angle will be treated here with Tresca ( $\phi = 0$ ) and Coulomb ( $\phi > 0$ ) criteria. However, some other criteria like Hoek-Brown is valid and presented in the original text of NIM [3].

$$P'_\infty = \frac{P_\infty}{E}; K'_s = \frac{K_s}{E}; d'_0 = \frac{d_0}{R_i}; C' = \frac{C}{E} \tag{18}$$



**Figure 7**  
 (a) Lining function  $\alpha^*$  for  $N_s$  and (b) dimensionless average lining function  $\alpha^*$  for  $N_s$  (BERNAUD and ROUSSET, 1996 [4])

**4.3.1 Tresca criterion**

This criterion is valid for rockmasses whose main geotechnical characteristic is given by the cohesion. The steps to follow by the NIM to find the convergence and pressure at equilibrium are as follow:

- a) Get the entry parameters:  $P_\infty$ ,  $E$ ,  $K_s$ ,  $d_0$ ,  $C$ ,  $\nu = 0.5$  and  $R_i$ .
- b) For Tresca, the Friction Angle ( $\phi$ ) is zero and a new parameter is introduced:

$$N_s = \frac{P_\infty}{C} \tag{19}$$

c) The reduced dimensionless lining function is given in Equation (13).

d) Calculate the convergence  $U_\infty$  and at the tunnel face  $U_f$ , as follows:

$$U_\infty = \frac{1.5C}{E} e^{(N_s-1)} \text{ for incompressible material } (\nu = 0.5) \tag{20}$$

$$\frac{U_f}{U_\infty} = 0.413 - 0.0627N_s \text{ for } 1 < N_s \leq 5 \tag{21}$$

e) The  $a^s(d_0')$  is the same as the shown one in Equation (14); The solution of this criterion valid for  $P_{eq} < P_\infty - C$ ; if  $P_{eq} > P_\infty - C$  the rockmass is elastic. So, solving the System (8), the convergence and the stress at equilibrium are as follow:

$$a \ln U_{eq} + bU_{eq} + c = 0 \tag{22}$$

$$\begin{cases} a = -\frac{C}{K_s} \\ b = a^s(d_0') - 1 \\ c = (1 - a^s(d_0'))U_f + \frac{P_\infty}{K_s} + \frac{C}{K_s} \left( \ln \left( \frac{1.5C}{E} \right) - 1 \right) \end{cases} \tag{23}$$

$$P_{eq} = (U_{eq} - U_0)K_s \tag{24}$$

g) The plastic radius is:

$$R_p = R_i e^{-\left(\frac{P_{eq}-P_\infty}{2C}+1\right)} \tag{25}$$

For Mises, the solution is given by the System (8) with  $C$  replaced by  $\frac{2C}{\sqrt{3}}$ .

**4.3.2 Coulomb criterion**

This criterion is valid for rockmasses whose main geotechnical characteristic is given by cohesion and friction angle

when  $P_{eq} < \frac{2}{K_p+1} \left\{ P_\infty + \frac{H}{2}(1-K_p) \right\}$ . The steps to follow by the

NIM to find the convergence and pressure at equilibrium are as follow:

- a) Get the entry parameters:  $P_\infty$ ,  $E$ ,  $K_s$ ,  $d_0$ ,  $C$ ,  $\phi$ ,  $\nu = 0.5$  and  $R_i$ ;
- b) For Coulomb, two new parameters depending on the friction angle ( $\phi$ ) are introduced:

$$R_c = \frac{2C \cos \phi}{1 - \sin \phi} \tag{26}$$

$$N_s = \frac{2P_\infty}{R_c} \tag{27}$$

When the Friction Angle is zero, the solution is for Tresca criterion shown in Equation (22).

c) For Coulomb, the reduced lining function (13) is changed by the insertion of the influence of the friction angle on it:

$$\alpha^* = \alpha^*_{average} + 0.035\phi = 1.82\sqrt{K'_s} + 0.035\phi \tag{28}$$

d) The Equation (28) changes the Equation (7) for  $a^s(d_0')$  as follows:

$$a^s(d_0') = 1 - \left( \frac{0.84}{(1.82\sqrt{K'_s} + 0.035\phi)d_0' + 0.84} \right)^2 \tag{29}$$

e) Calculate the parameters  $K_p$  and  $H$  for Coulomb:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{30}$$

$$H = C \frac{\cos \phi}{\sin \phi} \tag{31}$$

f) Calculate the convergence  $U_\infty$  and at the tunnel face  $U_f$  from Equation (21), as follows:

$$U_\infty = \frac{1.5 K_p - 1}{E K_p + 1} (P_\infty + H) \left\{ \frac{2}{K_p + 1} \frac{P_\infty + H}{H} \right\}^{2/(K_p-1)} \tag{32}$$

g) The solution of the System (8) gives the convergence and stress at equilibrium:

$$aU_{eq}^{n_1} + bU_{eq}^{n_2} + c = 0 \tag{33}$$

$$\begin{cases} a = \left\{ \frac{(K_p + 1)E}{1.5(K_p - 1)(P_\infty + H)} \right\}^{\frac{K_p-1}{2}} \left( \frac{K_p + 1}{2} \right) \frac{K_s}{E} (1 - a^s(d_0)) \\ b = \left\{ \frac{(K_p + 1)E}{1.5(K_p - 1)(P_\infty + H)} \right\}^{\frac{K_p-1}{2}} \left( \frac{K_p + 1}{2} \right) \left\{ U_f \frac{K_s}{E} (a^s(d_0) - 1) + \frac{H}{E} \right\} \\ c = -\frac{(P_\infty + H)}{E} \\ n_1 = \frac{K_p + 1}{2}; n_2 = \frac{K_p - 1}{2} \end{cases} \tag{34}$$

$$P_{eq} = (U_{eq} - U_0)K_s \tag{35}$$

**4.4 Viscoplastic rockmass**

The NIM for viscoplastic rockmasses was developed as the same way as the elastic and plastic rockmasses, so the solution is given by getting a transformation equation from unsupported to supported tunnel. The reduced velocity of excavation  $V^*$  is the new parameter for viscoplasticity and it is written as:

$$V^* = \frac{\eta V}{R_i C} \tag{36}$$

Where:  
 $\eta$ : viscosity constant.

The transformation function obtained from the unsupported tunnel is changed and it is given as follows:

$$a_{vp}^0(x) = \frac{U_i^f(x) - U_i^f(0)}{U_i^f(\infty) - U_i^f(0)} = 1 - \left( \frac{0.84}{\frac{x}{AR_p} + 0.84} \right)^{2B} \quad (37)$$

The parameters A and B in Equation (37) are:

$$A(V^*) = 0.018 + 0.982e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{2.8}\right)^{6.4}} \quad (38)$$

$$2B(N_s, V^*) = b_{02}(p_1 + (1 - p_1)e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{2.3}\right)^{3.3}}) \quad (39)$$

$$b_{02}(V^*) = 0.195 + 1.805e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{2.71}\right)^{4.84}} \quad (40)$$

$$p_1(N_s) = e^{(1.756 - 0.878N_s)}$$

However, for the supported tunnel, as it was developed for the elastoplastic rockmasses, the relationship between the unsupported and supported equation is given as:

$$a_{vp}^s(x) = a_{vp}^0(\alpha x) \quad (41)$$

$$a_{vp}^s(x) = 1 - \left( \frac{0.84}{\frac{\alpha x}{AR_p} + 0.84} \right)^{2B} \quad (42)$$

a) The calculation of the lining function  $\alpha$  is different from the ones presented before for elastoplastic solution and it is as follows:

$$\alpha^* = \alpha \frac{R_i}{R_p} = K_s'^{c_1} e^{c_2} \quad (43)$$

$$C_1(N_s, V^*) = p_{c1} - (p_{c1} - 0.5)e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{3.54}\right)^{m_{c1}}} \quad (44)$$

$$p_{c1}(N_s) = e^{(-0.118 + 0.817N_s)}$$

$$m_{c1}(N_s) = e^{(2.094 + 0.0467N_s)}$$

$$C_2(N_s, V^*) = p_{c2} - (p_{c2} - 0.6)e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{3.70}\right)^{m_{c2}}} \quad (45)$$

$$p_{c2}(N_s) = e^{(-0.713 + 1.172N_s)}$$

$$m_{c2}(N_s) = -0.564 + 2.51N_s$$

b) Calculate the convergence at the supported tunnel face ( $U_i$ ), as follow:

$$\frac{U_f}{U_\infty} = p_2 + (0.413 - 0.0627N_s - p_2)e^{-\left(\frac{\log(1+V^*)}{2.70}\right)^{2.9}} \quad (46)$$

$$p_2(N_s) = \frac{0.27N_s}{e^{N_s-1}}; 1 < N_s \leq 5 \quad (47)$$

c) The  $a_{vp}^s(d_0')$  gets:

$$a_{vp}^s(d_0') = 1 - \left( \frac{0.84}{\frac{d_0'}{A} \alpha^* + 0.84} \right)^{2B} = 1 - \left( \frac{0.84}{\frac{d_0'}{A} K_s'^{c_1} e^{c_2} + 0.84} \right)^{2B} \quad (48)$$

Since it is a viscoplastic solution, a criterion for the plasticity

surface is required, the solution shown in the next topics is given for Tresca criterion presented before.

#### 4.4.1 Tresca solution

a) The convergence  $U^\infty$  is:

$$U_\infty = \frac{1.5C}{E} e^{(N_s-1)}; \frac{U_f}{U_\infty} \text{ from (45)} \quad (49)$$

b) The solution of the System (8) is:

$$a \ln U_{eq} + b U_{eq} + c = 0 \quad (50)$$

$$\begin{cases} a = -\frac{C}{K_s} \\ b = a_{vp}^s(d_0) - 1 \\ c = \left(1 - a_{vp}^s(d_0)\right) U_f + \frac{P_\infty}{K_s} + \frac{C}{K_s} \left(\ln\left(\frac{1.5C}{E}\right) - 1\right) \end{cases} \quad (51)$$

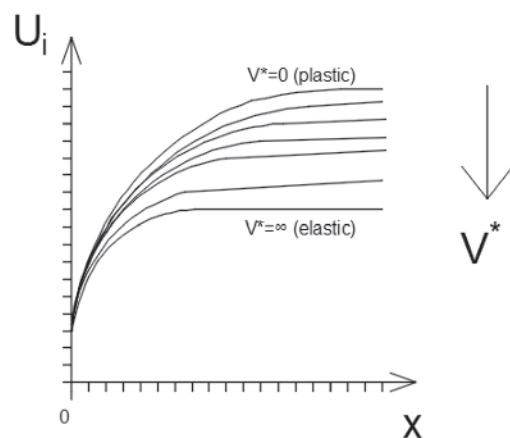
$$P_{eq} = (U_{eq} - U_0)K_s \quad (52)$$

c) The plastic radius is given by Equation (25).

Figure 8 illustrates the influence of the reduced velocity on the convergence profile of the tunnel, showing that the faster it gets, the smaller is the convergence. According to BERNAUD and ROUSSET [3], when the velocity trends to infinity, the solution trends to the elastic convergence, when there is no enough time to generate residual strain.

## 5. Results and validation

The code is developed in *MatLab* and gives the *.gui* executable. The code has been developed with the equations of the New Implicit Method shown before, and afterwards some response charts and solutions are given to compare the solution of NIM with GEOMEQ91, the finite element tool described in Item 4.1.



**Figure 8**  
The influence of the reduced velocity on the convergence. (BERNAUD and ROUSSET, 1994 [3])

**Table 1**  
Validity of the method for elastic rockmass

Constitutive law	$P_{\infty}'$	$d_0'$	$K_s'$	$U_{eq}^{FE}$ (%)	$U_{eq}^{NIM}$ (%)	$\frac{U_{eq}^{NIM} - U_{eq}^{FE}}{U_{eq}^{FE}}$
Elasticity	0.008	0	0.72	0.87	0.76	12.64%
	0.008	0.67	7.2	0.90	0.93	-3.33%
	0.008	1.67	72	1.02	1.11	-8.82%

**5.1 Elastic solution**

The first results are shown for elasticity used for instantaneous strain pattern, we adopted:

$$E = 500 \text{ MPa and } \nu = 0.498 \tag{53}$$

The solution obtained for the convergence through the Finite Element Analysis ( $U_{eq}^{FE}$  (%)) was taken from the GEOMEQ91 solution introduced by [4]. The errors between the FEM and NIM are shown and presented good approximation as shown in Table 1.  $U_{eq}^{FE,NIM}$ : solution for the convergence at a far distance from  $d_0$  through Finite Element Method and NIM method analysis respectively.

Figure 9 shows the results obtained through the .gui executable for the second  $d_0'$  shown in the Table above, showing the charts developed automatically by the executable for stiffness varying from 0 to 20 000 MPa.

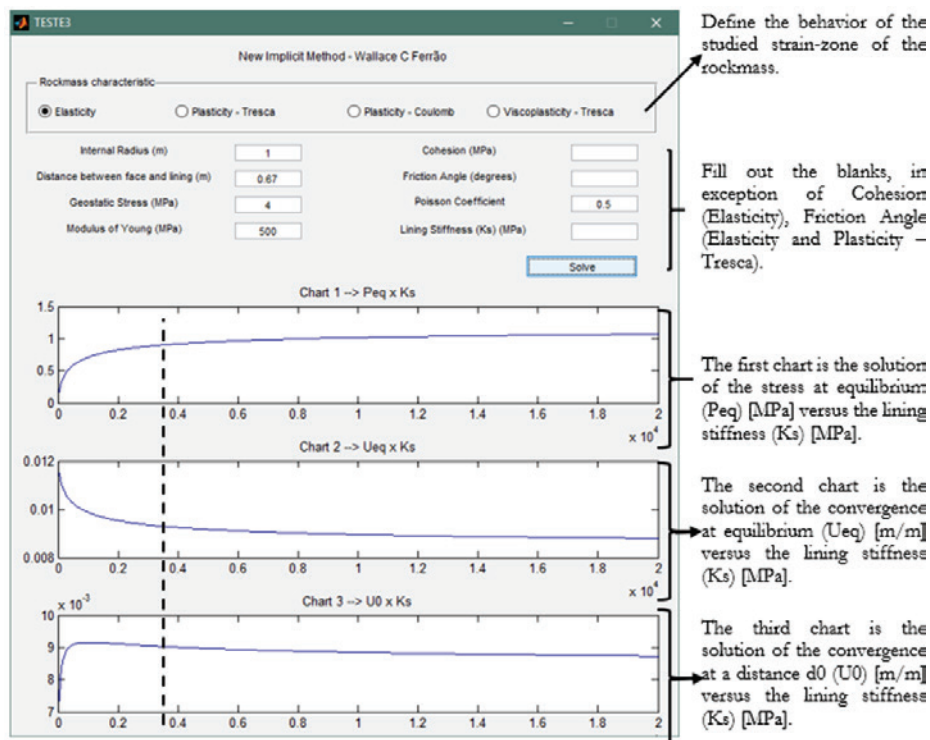
The executable generates three charts which are the solutions for many supporting stiffness, it also generates a .xlsx file with the numerical solution for each supporting stiffness, the dashed line represents the solution for  $P_{\infty}' = 0.008$ ,  $d_0' = 0.67$  and  $K_s' = 72$ .

**5.2 Plastic solution**

The results shown in Table 2 concerns the plasticity with a Tresca and a Coulomb criterion. The plastic solution is used in over consolidated soils which present residual strain. For this analysis, we adopted:

$$E = 500 \text{ MPa and } \nu = 0.5 \tag{54}$$

$U_{eq}^{FE,NIM}$ : solution for the pressure at a far section from  $d_0$  through Finite Element and NIM method analysis respectively.



**Figure 9**  
Solution for an elastic rockmass using .gui MatLab

**Table 2**

Validity of the method for plastic rockmass

Constitutive law	$P_{\infty}'$	$d_0'$	$K_s'$	$P_{eq}^{FE}$	$P_{eq}^{NIM}$	$\frac{P_{eq}^{NIM} - P_{eq}^{FE}}{P_{eq}^{FE}}$
<b>Tresca</b>						
<b>C = 1 MPa</b>	0.008	0.33	7.2	1.48	1.50	-1.35%
<b>C = 1.33 MPa</b>	0.008	1.00	72	0.90	0.85	5.56%
<b>Coulomb</b>						
<b>C = 1 MPa</b>	0.008	0.67	0.24	0.76	0.75	1.32%
<b>C = 1 MPa</b>	0.008	1.67	2.4	0.35	0.31	11.43%
<b>C = 1.33 MPa</b>	0.01	1.67	24	0.309	0.31	-0.32%

The results for Coulomb and Tresca criteria present some errors smaller than 12% which is acceptable if compared to the results of the Finite Element analysis, indicating that the NIM is an adequate method for predicting the convergence and stress at equilibrium.

### 5.3 Viscoplastic solution

The results for viscoplastic cases are using the Tresca criterion as the plasticity surface. Some soils, mainly clays, present a creep behavior what increases the strain after some time and this behavior is important to assess. The results shown here have been compared to the ones given by GEOMEQ91 as well. The results for many viscoplastic examples are given in Table 3.

As it is shown above, the method works well for every type of condition.

Figure 10 shows the results of the executable for a viscoplastic rockmass, the three charts given by the .gui are in function of the reduced velocity instead of the lining stiffness as it was for the elastic and plastic solutions shown before, the dashed line shows the solution for  $N_s = 5$ ,  $d_0' = 1$ ,  $V^* = 500$  and  $K_s' = 0.72$  matching with the solution shown in Table 3.

**Table 3**

Validity of the method for viscoplastic rockmass

$N_s$	$d_0'$	$V^*$	$K_s'$	$P_{eq}^{FE}$	$U_{eq}^{FE}$ (%)	$P_{eq}^{NIM}$	$U_{eq}^{NIM}$ (%)	$\frac{P_{eq}^{NIM} - P_{eq}^{FE}}{P_{eq}^{FE}}$	$\frac{U_{eq}^{NIM} - U_{eq}^{FE}}{U_{eq}^{FE}}$
2	0.33	1000	0.72	0.86	1.06	0.77	1.11	-10.43%	4.72%
	1		36	0.72	0.38	0.79	0.37	10.33%	-2.63%
3	0.33	2000	18	1.78	0.39	1.77	0.39	-0.68%	0.00%
			1	150	0.24	0.92	2.8	0.92	2.79
	2.4	1.59		2.0	1.74	1.86	9.54%	-7.00%	
	500	0.72	1.49	2.1	1.44	2.15	-3.09%	2.38%	
7.2		1.97	1.66	2.19	1.49	11.02%	-10.24%		
5	1	500	0.72	1.53	1.93	1.60	1.77	4.67%	-8.29%

## 6. Conclusion

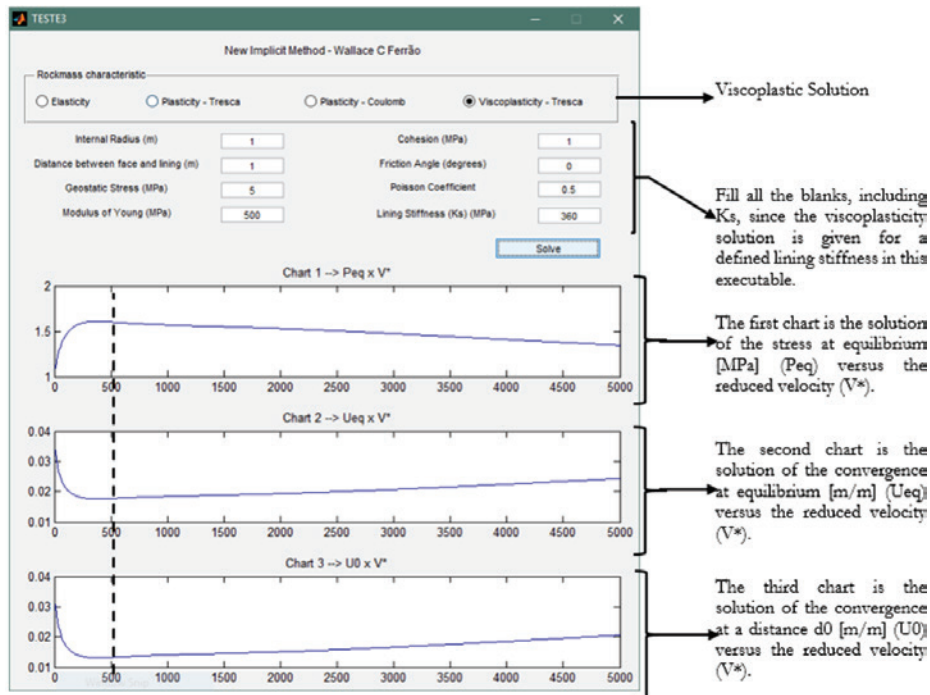
A supported tunnel behaves as a three-dimensional structure for which strain and stress fields of the surrounding ground are strongly influenced. This paper develops an easy tool executable with *MatLab* to solve the problem of convergence and stress at equilibrium for elastic, elastoplastic and elastoviscoplastic tunnels.

It is important to know beforehand some geotechnical characteristics of the rockmass and the loading pattern to select the stress-strain criteria correctly. It is known that if the rockmass does not present permanent strain after being stressed it is going to behave as an elastic model, however the existence of creep and permanent deformations implies a plastic or a viscoplastic trend which give different solutions.

The problem was proved to be slightly different from the one solved by the Convergence-Confinement method, since the New Implicit Method highlights that the stiffness of the support is a great player on the convergence  $U_0$  (at a distance  $d_0$  from the tunnel face).

A point to be added is to take the permanent deformation of the supporting, for instance the concrete one, since it may change the curvature of the confinement curve.

The accuracy of the new method is satisfactory for a



**Figure 10**  
Solution for a viscoplastic rockmass through .gui MatLab

geotechnical preliminary study, regarding the numerical limitations. The average error stays at a maximum of 12%, with most of the solutions under 8% when compared to the numerical solution. Generally, most of the differences are being for the safety, since it is increasing the value of the stress at equilibrium which is imposed over the lining.

The results are good for values of  $K_s'$  greater than one. In addition to that, the results for smaller  $d_0'$  present better convergence than the ones of greater distance of lining placement. These smaller values represent most of the excavated tunnels, such as the value of  $d_0' \cong 0,16$  used in Tunnel Paraíso in Sao Paulo (Mafrá, 2011, [7]). So, for conditions of  $K_s' > 1$  and  $d_0' < 1$ , most of the solutions converge better to the numerical solution.

The numerical code GEOMEQ91 presents an approximation of actual behavior. However, considering the validation of GEOMEQ91 with clays shown before and that it is a realistic tool to preview the behavior of deep tunnels, it was used to evaluate the solutions given by the New Implicit Method encoded here in *MatLab*.

## 7. Acknowledgements

The authors recognize and would like to thank the support of the Federal University of Rio Grande do Sul as well as the scholarship provided by *Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES)*, which incentives good researchers to keep the good knowledge and the improvement of technology in Brazil.

## 8. References

- [1] ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN. Recommendations on the Convergence-Confinement Method. AFTES – 2001.
- [2] ASSOCIATION FRANÇAISE DES TUNNELS ET DE L'ESPACE SOUTERRAIN. Guidelines on diagnosis methods for lined tunnels. AFTES – 2005.
- [3] BERNAUD D.; BENAMAR, I. and ROUSSET, G. The “New Implicit Method” for tunnel in elastoplastic and viscoplastic fields. *Revue Française de Géotechnique*, n 68, 3-19, 1994.
- [4] BERNAUD, D. and ROUSSET, G. The “New Implicit Method” for tunnel analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, pp. 673-690, 1996.
- [5] CARRANZA, C. and FAIRHURST, C. Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rockmasses that satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion. *Tunneling and Underground Space Technology*, vol 15, n° 2, pp. 187-213, 2000.
- [6] FIORE, P.V., MAGHOUS, D.B.; CAMPOS FILHO, A. A Tridimensional Finite Element approach to model a Tunnel with shotcrete and precast Concrete. *Ibracon Structures and Materials Journal*, vol. 9, n. 3, pp 403-413, 2016.
- [7] MAFRA, G. M. “Finite Element Method Analysis of Tunnel Excavated Rockmasses”. Master Thesis. University of São Paulo, Brazil, 2011.

- [8] PANET, M. "The calculus of tunnels through Convergence-Confinement Method". Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.
- [9] PARK, K. H. "Elastic Solution for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays". International Journal of Geomechanics, 4(4), 310-318, 2004.
- [10] QUEVEDO, F. P. M. "Long term behavior of Concrete Lined Deep Tunnels: Finite Element Model". Master Thesis. Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil, 2017.

$C_1, C_2$  Parameters for the viscoplastic average solution as Equations (44) and (45).

The other remaining parameters are listed on work presented before. They are referred as soon as they show up, and the list above are with the most recurrent and important parameters to take note.

## 9. APPENDIX I

The most relevant parameters used in this paper are summarized in the following list. The parameters subscripted with (L used in  $E_L, v_L$  and so on) are defined regarding the lining characteristics. The superscript (' used in  $K_s', d_0'$  and so on) indicates that such parameter is dimensionless.

$P_\infty$	Initial geostatic stress as defined in Equation (1);
$K_s$	Stiffness of the lining as defined in Equations (2) and (3);
$d_0$	Distance between the tunnel face and the lining during the excavation;
$U_o$	Convergence of the tunnel at distance $d_0$ ; [dimensionless]
$U_f$	Convergence of the tunnel at its face; [dimensionless]
$U_\infty$	Convergence of the unsupported tunnel very far from the face; [dimensionless]
$E$	Modulus of Young;
$R_p$	Plastic radius as Equation (25);
$C$	Cohesion of the rockmass;
$\phi$	Friction angle;
$\nu$	Poisson coefficient;
a,b,c	Parameters for the plastic solution system as Equations (23) and (34);
H	Parameter on Coulomb Criterion;
$a_{vp}^s$	Transformed function of unsupported to supported tunnel in viscoplastic field;
R	Radius of the excavated tunnel;
$N_s$	Parameter used in plasticity that indicates the level of plastification as Equations (19) and (27);
$U_{eq}$	Convergence of the supported tunnel very far from the face; [dimensionless]
$P_{eq}$	Pressure of the supported tunnel very far from the face;
$K_p$	Coefficient of horizontal stresses at rest as Equation (30);
$a^s$	Transformed function of unsupported to supported tunnel;
V	Velocity of excavation;
$\eta$	Viscosity constant;
$V^*$	Reduced velocity;
$P_{eq}$	Pressure at equilibrium;
$R_c$	Parameter on Coulomb Criterion;
$\alpha^*$	Average solution which includes the influence of the lining strength on the convergence;
A,B	Parameters for the viscoplastic solution as Equations (38) and (39);



# Pullout performance of steel bars partially bonded in concrete with epoxy resin

## *Avaliação da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina epóxi*



R. H. SOUZA <sup>a</sup>  
reginahsouza@uerj.br

M. E. TAVARES <sup>a</sup>  
etavares@uerj.br

D. V. FERNANDES <sup>b</sup>  
dennisvideira@gmail.com

### Abstract

The installation of new reinforcing bars onto an existing structure is a common practice in civil construction both for old and new structures. The use of anchors has been extensively studied and normalized. The placement of steel reinforcement bars in holes filled with epoxy resin, despite their wide use, still lacks a satisfactory methodology for the design of such systems. In this context, the aim of this paper is to present the results of an experimental programme for confined pullout tests, comparing the performance of cast steel reinforcement bars to that of bars bonded to concrete with epoxy resin. The investigated test parameters included the bar diameter, the embedment length and the resin thickness. Tests results showed a significant efficiency of epoxy resin as structural bonding agent and allowed the verification of sizeable reduction in the anchorage lengths for bonded bars.

**Keywords:** pullout tests, bond, retrofit, epoxy resin.

### Resumo

A fixação de armaduras novas em estrutura existente é prática usual na construção civil, tanto em construções novas como em antigas. A aplicação de chumbadores já está bastante estudada e regulamentada. A fixação de barras de alta resistência em furos preenchidos com resina epóxi, apesar de amplamente utilizada, ainda não dispõe de metodologia satisfatória para o dimensionamento desses sistemas. Neste artigo apresentam-se os resultados de um programa experimental que teve por objetivo estudar a ligação de barras coladas ao concreto com resina epóxi através de ensaios de arrancamento, onde foram testados diferentes diâmetros de barras, de comprimentos de colagem e de espessuras de resina. Os resultados dos ensaios mostraram a grande eficiência da resina epóxi como adesivo estrutural e permitiram verificar reduções significativas nos comprimentos de ancoragem das armaduras coladas.

**Palavras-chave:** ensaio de arrancamento, aderência, resina epóxi, recuperação estrutural.

<sup>a</sup> Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;  
<sup>b</sup> Marinha do Brasil, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

## 1. Introduction

Retrofit and strengthening methods applied in concrete structures usually require the addition of new reinforcement bars. In order to guarantee the transfer of forces between the existing structure and the new reinforcement bars, these bars can be installed and anchored to the existing element through different techniques, such as overlapping patches, by filling the holes with resin or special grout; or even by attaching connectors (or post-installed anchors) in holes drilled in the concrete, which can later be fixed with grout or synthetic bonding agents.

In recent years, many researchers have studied the behaviour of bonded connections both analytically and experimentally, based on confined and non-confined test models. In confined models, the reaction of the loading system is placed adjacent to the anchor to ensure bond failure and avoid failure of the concrete cone. On the other hand, in non-confined models, the point of reaction is positioned at a significant distance from the anchor and, as a result, can allow free formation of the cone.

Studies analysing the performance of bonded anchors usually consider models consisting of slabs in non-confined tests, which lead to a combination of shallow concrete cone failure and bonding of the anchor-adhesive interface. These tests have their embedment lengths wholly filled by the bonding agent. For instance, the tests realized by McVay, Cook and Krishnamurthy [1] in non-confined procedures considered anchors of 15.9mm diameter (threaded rods), 19mm diameter holes and bonding lengths of 76, 102, 127, and 152mm. The results showed an average shear stress of  $\tau_0=11.8\text{MPa}$  and maximum shear stress equivalent to  $\tau_{\text{max}}=13.8\text{MPa}$ .

In the case of retrofitting old structures, which mostly have low concrete resistance, the capacity of the traditional anchor leads to premature rupture of the concrete cone. In order to better study this effect, Gurbuz and Ilki [2] carried out pullout tests on fully

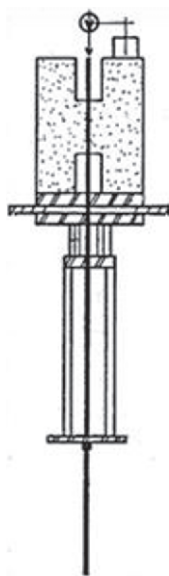


Figure 1  
Souza's model [4]

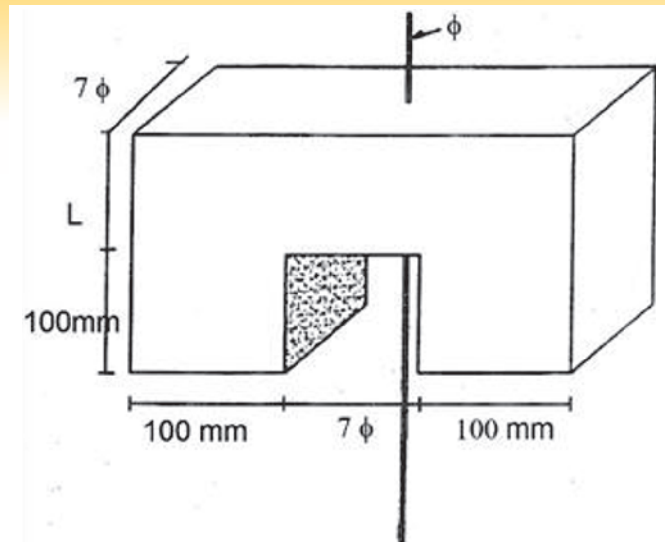
and partially bonded bars in confined and non-confined models, observing different rupture models. While the fully bonded anchors went through an abrupt rupture, with rupture of the cone and the bonding, the partially bonded anchors failed pullout, after yielding of the steel. According to the results, the partially bonded anchors had a mean resistance 73% higher than that of the completely bonded anchors. These anchors failed due to yielding of the steel bars or, in the case of small bonding lengths, due to bond slipping on the bonded length. These results suggest that partially bonded anchors have better performance (ductile behaviour) for retrofitting applications where the concrete is of low resistance and when spaces are limited. Shear stresses for such partially bonded anchors ranged from 15.7MPa to 23.6MPa, which are higher values than those obtained by McVay, Cook and Krishnamurthy [1]. Therefore, the authors concluded that partially bonded anchors have better performance (ductile behaviour) for evaluating the anchorage length of deformed bars used in retrofitting applications. The authors also found that for fully or partially bonded anchors pullout performance increases with longer bonding length, although average bonding stress decreases with an increase in length.

Bonded anchors have been the object of many studies and have normalised design forecasts such as the AC308 Post-installed Adhesive Anchors in Concrete Elements [3] standard. However, there is still a lack of studies on the bonding of highly resistant bars used as additional reinforcement in retrofitting and strengthening work. In these cases, the structural elements usually have lower resistance concrete than the current. In addition, the spaces needed for installation of these bars are very narrow.

With the objective of comparing the anchorage length of bars bonded or otherwise into concrete, the following authors developed confined tests, considering structure repair or retrofit.

Souza [4] carried out pullout tests in models shown in Figure 1. Two steel diameters (8 and 12mm) and three bonding lengths (7.5, 10, 15cm) were used. An epoxy resin with 3.0mm thickness was also used. Two series of tests were carried out; these being SR models with bars embedded in concrete and CR models in which the bars were subsequently bonded with epoxy resin. The diameter of the holes corresponded to the diameter of the bars plus 6 mm. The average compressive strength of the concrete was 42MPa at the time of the test and the steel yielding strengths for 8 and 12mm bars were 500MPa and 401MPa, respectively. The test results showed that bonding performance of the connection with epoxy resin improves with longer bonding length and also with the type of connection. Anchoring with epoxy resin in  $d=8$  mm bars allowed a reduction in length of up to 33%, whereas for  $d=12$  mm bars, the reduction was up to 50% in regard to the anchoring lengths with no epoxy resin.

Felicio [5] carried out pullout tests with deformed steel bars with diameters of 10, 12.5, and 16mm (yielding stress of 620MPa, 600MPa and 660MPa, respectively), as shown in Figure 2. The dimensions of the model were fixed proportionally to the diameters. Four lengths were studied for each diameter: 5 d; 7.5 d, 10 d, and 12.5 d. The thickness of the concrete cover was fixed as three times the diameter of the steel bar ( $c/d=3$ ). The SR models had the reinforcement bars positioned at the time of concreting; the CR models were moulded without the bars, which were later bonded with resin. The holes went through the whole bond length and the  $d_{\text{hole}}/d_{\text{bar}}$  ratios were 1.3 and



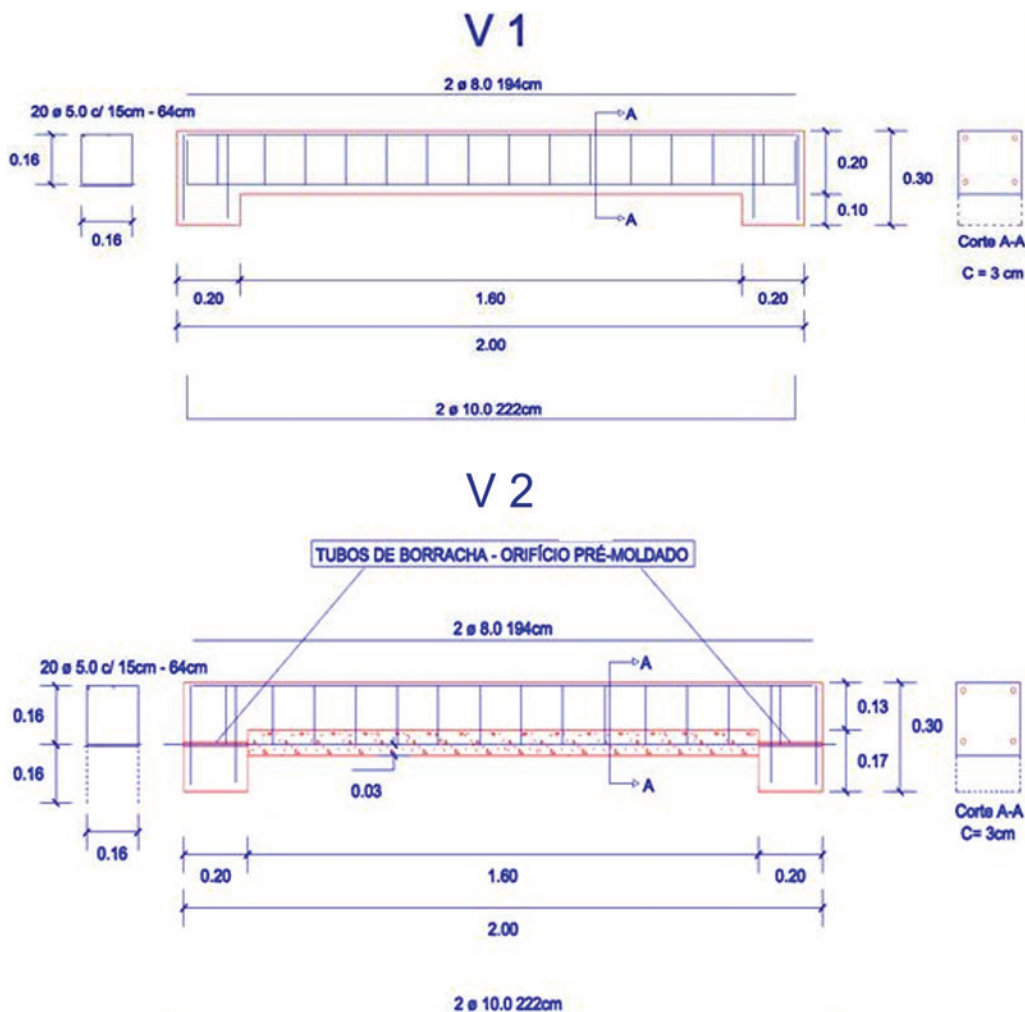
**Figure 2**  
Felício's model [5]

1.4 respectively. The results showed that for both models, for a given diameter, longer bonding length produced higher maximum ultimate loads, greater displacements and very close values for bond stress. The epoxy resin was found to be a very effective structural bonding agent, with a significant reduction in anchoring lengths for bonded

bars of: 24% for bars where  $d=10\text{mm}$ ; 42% for bars in which  $d=12.5\text{mm}$ , and 29% for bars where  $d=16\text{mm}$ .

Bouazaoui et al [8] studied the interfacial shear strength between the steel bar surface and the concrete surface of steel rods that were previously bonded with epoxy resin into concrete using confined pullout test. The concrete specimen was a cylinder with a diameter of 160 mm and a length of 320mm. Three steel diameters (12, 16 and 20mm) and lengths from 100 to 300mm of embedded steel in the concrete were used. The adhesive thickness was 1 mm. The yield strength of the steel bar obtained through the test, was 340MPa and the concrete had an average compressive strength of 40MPa at 28 days. During the test, the specimen was subjected to a continuously increasing load until failure of the specimen was observed. The failure occurred in the three principal regions; in the concrete, at the steel-concrete interface and on the steel rod. The author verified that the adhesive joint significantly improved the shear and tensile stress distribution along the interface between the steel surface and the concrete surface. The ultimate force depended linearly on the diameter and the embedded length of the steel rod.

Fernandes [6] followed this line of research with the aim of contributing to the increase in scientific knowledge on the empirical practice of civil construction, mainly used in the area of reinforcement and structural recovery. The objective of this work was to evaluate the bond capacity of reinforcement bars previously bonded to concrete structures. The laboratory tests realized and its results will be addressed in the following topics.



**Figure 3**  
Formwork and reinforcement of Beams V1 e V2

## 2. Materials e methods

Fernandes [6] carried out pullout tests in prismatic models as well as bending tests on concrete beam, in order to assess the anchorage bond length of these longitudinal tensioned bars.

### 2.1 Beam models

Bending tests were applied to concrete beams, with two concentrated loads, located on the third sections of the span. The beam tests aimed to analyse the bonding behaviour of the bars that were bonded to the concrete, similarly to that occurring in retrofit or strengthening work on existing beams. As such, two beams were cast; one in fully reinforced concrete and with a reinforcement bar traditionally anchored with hooks, named beam V1; and the other produced in two stages, with its lower bars bonded to the ends (around 20cm) with epoxy resin in pre-drilled holes in the concrete, named beam V2. The beams were 2m long, with a rectangular section of 20cm in height and 20cm wide.

Beam V2 was cast in two concreting stages. In the 1st stage its height was only 13cm and rubber tubes were installed in the region of the supports in order to guarantee the presence of holes, which were essential for the later bonding process of the longitudinal bars. The anchorage length of these bars corresponded to the entire length of the support, i.e., the bars were bonded over a 20cm length. Moreover, the stirrups were exposed for future bending and fastening on the lower part of the beam (where it received 6cm of supplementary concrete cast after the installation of the longitudinal bars). See Figure 3.

The longitudinal bars from V2 were glued as soon as the beam was detached from the mould. First the holes were cleaned, all the powder and dust being removed, then the epoxy resin was applied inside the hole and soon after the reinforcement was

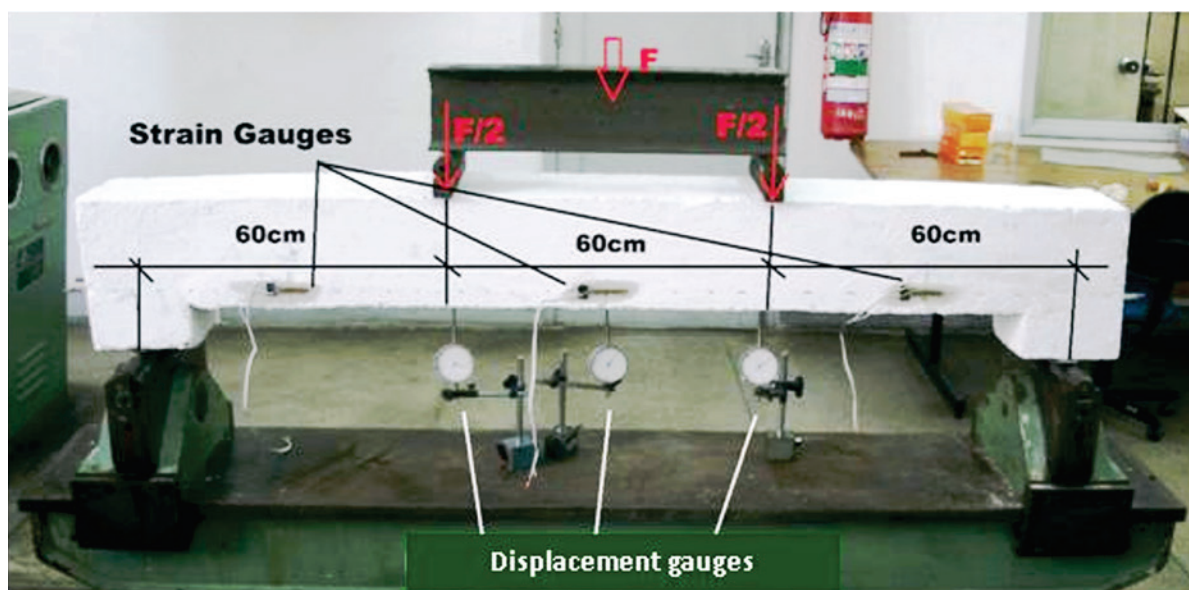
inserted into holes, these being abundantly embedded in resin in order to guarantee complete filling of the hole with the resin. After a four-day curing period, the concrete surface in the region to be completed was cut to improve the bond between the two concrete layers. From this, the stirrups were bent and fastened and the bottom of the beam was soaked, in preparation the second stage of concreting. The concrete of the 2nd stage was the same strength and granulometry.

Figure 4 shows the test loading apparatus and the devices used to evaluate the stress, strain and displacement.

### 2.2 Prismatic models

The pullout test adopted was that normalized by RILEM [7]. This test has simple execution characteristics and was adapted to the study to allow bonding with epoxy resin. In order to do so, 61 pullout tests were conducted. Highly resistant steel bars were embedded in concrete cubes, during concreting, named non-resin models (SR) or embedded afterwards, bonded with epoxy resin, as resin bonded models (CR).

In order to compare models with different reinforcement bars, its dimensions and the embedded length were adjusted proportionally to the bar diameters. Three bar diameters were tested: 10mm; 12.5mm and 16mm, along with two embedded lengths for each diameter: 5 d and 7.5 d. The results refer to the average result obtained from the three sample tests. Their dimensions varied according to the bar diameter for both pre-bonded and post-bonded bars, in the proportion of 10d. Three thickness levels for epoxy resin were tested: 1mm (CR1), 2mm (CR2), and 3mm (CR3). Identification of the models is shown in Table 1 and follows the example of: model 10-7.5-2, which corresponds to the 10mm diameter bar, with an embedded length of 7.5 d and a 2mm resin thickness.



**Figure 4**  
Test loading apparatus

**Table 1**  
Pullout tests results

Model	Embedded length l (mm)	Hole's diameter $d_o$ (mm)	Bond surface (cm <sup>2</sup> )	Ultimate load (kN)	Bond stress $\tau_b$ (MPa)	Increase of capacity $\tau_{b,CR} / \tau_{b,SR}$
10-5-0	50	-	15.7	12.2	7.8	-
10-7.5-0	75	-	23.6	34.4	14.6	-
12.5-5-0	62.5	-	24.5	24.4	9.9	-
12.5-7.5-0	93.8	-	36.8	51.8	14.1	-
16-5-0	80	-	40.2	53.2	13.2	-
16-7.5-0	120	-	60.3	77.8	12.9	-
10-5-1	50	12	15.7	48.8	31.1	4.0
10-7.5-1	75	12	23.6	54.8	23.3	1.6
12.5-5-1	62.5	14.5	24.5	68.0	27.7	2.8
16-5-1	80	18	40.2	90.4	22.5	1.7
16-7.5-1	120	18	60.3	123.0	20.4	1.6
10-5-2	50	14	15.7	48.8	31.1	4.0
10-7.5-2	75	14	23.6	52.6	22.3	1.5
12.5-5-2	62.5	16.5	24.5	69.8	28.4	2.9
12.5-7.5-2	93.8	16.5	36.8	90.6	24.6	1.8
16-5-2	80	18	40.2	101.4	25.2	1.9
16-5-3	80	22	40.2	117.2	29.2	2.2
16-7.5-3	120	22	60.3	83.8	13.9	1.1

Plastic tubes were embedded in the concrete models to minimize the negative effects of drilling and to serve as a template for the holes the steel bars would pass through. Concrete was then applied to the models that would receive the bonded bars. These plastic tubes had the exact diameter predicted for each model, that is, the space of the hole included the diameter of the bar plus the thickness the epoxy resin would take. Concrete was manually placed into the formworks, layer by layer, perpendicularly to the reinforcement, as showed in Figure 5. After the placement of each layer an immersion vibrator was used and the specimen was finished with a trowel.

Afterwards, these tubes were removed and all holes and bars were cleaned to remove dust and any impurity that could affect the bonding process. In the region where a non-bond length was desired, the bar was wrapped with PVC film and finished with an insulating tape plug, so as to prevent resin draining from the adherent region to the non-adherent region.

The goal of the test was therefore to allow the application of a tension load at one end of the bar and to measure the relative displacement between the bar and the concrete at the other end. For this, a metal cage was used in order to react against



**Figure 5**  
Concreting direction of the prismatic models

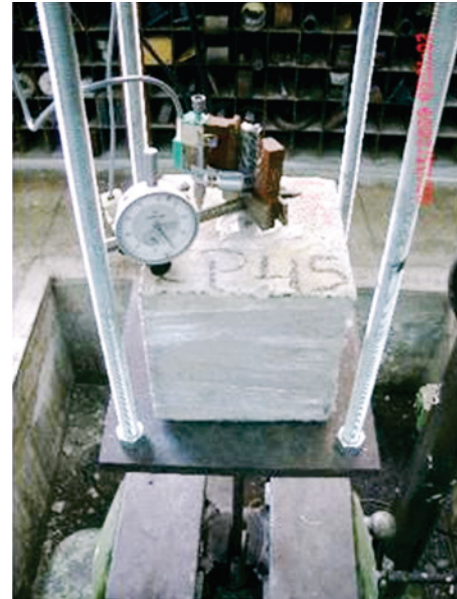


**Figure 6**  
Test setup

the concrete block whilst the other free end was subjected to the tension, as shown in Figures 6 and 7.

### 2.3 Materials

The concrete was mixed with the intention of replicating the characteristics of reinforced concrete constructions at an age in need of both retrofitting and structural intervention. Thus, the mean resistance to concrete compression during the tests was 26.9MPa. The yielding and the maximum strength of the steel were 603MPa and 742MPa for the 10mm bar, 584MPa and 735MPa for the 12.5mm bar, and 564MPa and 714MPa for the 16mm bars. The choice of epoxy resin currently used in civil construction took into consideration the characteristics of fluidity, handling and material accessibility. In order to check the resin's performance according to the conditions presented in this study, two systems were evaluated. Firstly, the RE 500 Hilti system was tested but its thixotropic characteristic proved to be unfavourable to the passage of the bar through the hole.



**Figure 7**  
Displacement device

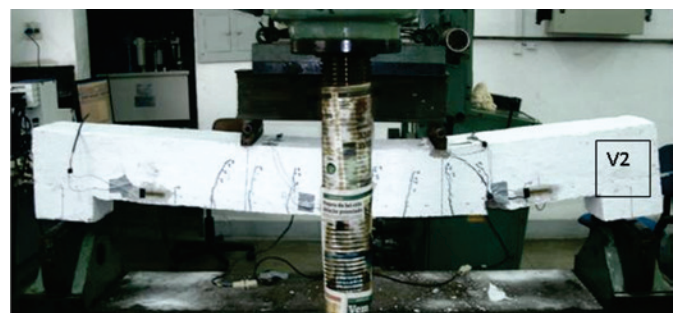
Sikadur 32 was then tested and the results were suitable and it was therefore applied according to the manufacturer's instructions.

## 3. Results

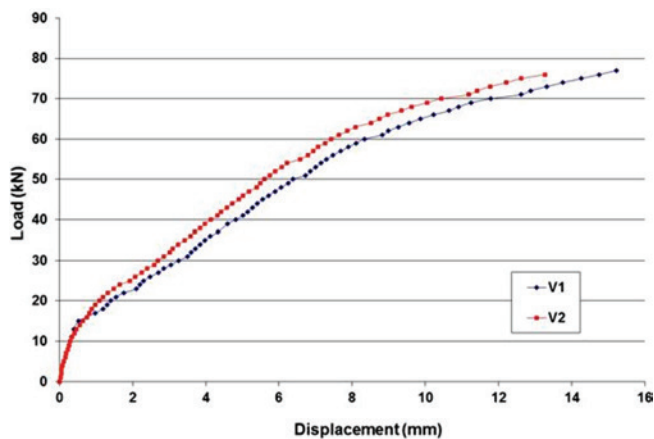
### 3.1 Test beam results

The V1 beam failed at the concrete compression zone and presented excessive deformation of the bar under tension. Failure of the V2 beam occurred along the diagonal concrete compression strut. The cracks produced by bending demonstrated symmetrical behaviour in relation to the span and as expected, no shear cracks were seen due to the detailing of the reinforcement bars.

The V2 beam did not show any bond cracking at the interface of the two concrete layers indicating that both the concrete-concrete bond and the bonding of steel bars in the concrete were efficient. The epoxy resin efficiently complied with its adhesive characteristics, ensuring anchorage of the longitudinal tension bars.



**Figure 8**  
Cracking mode and type of failure of the beams V1 e V2



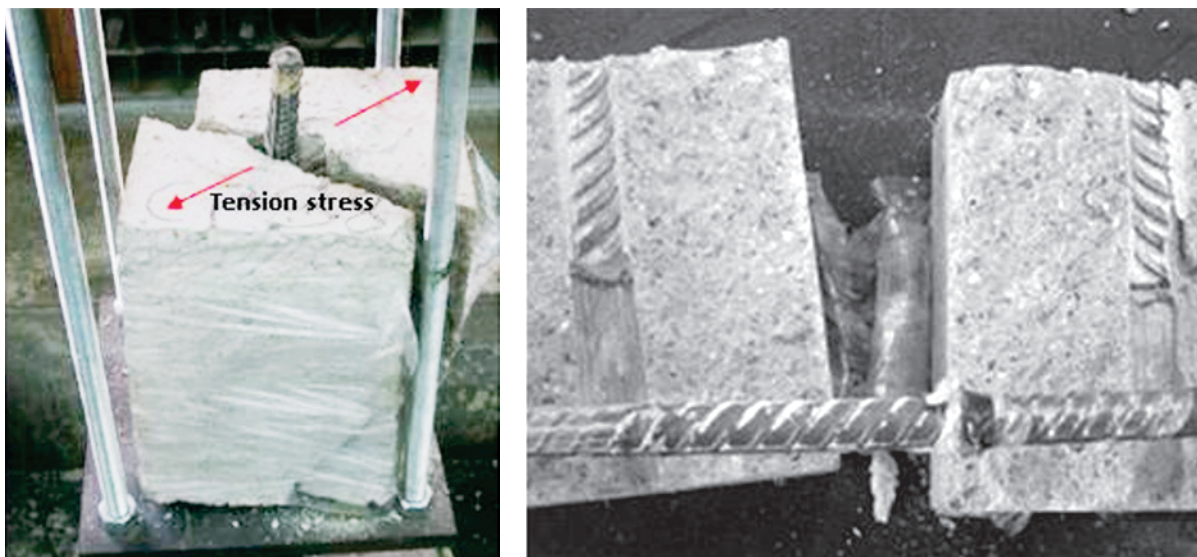
**Figure 9**  
Load-displacement relationships at midspan of beams

The behaviour of both beams was similar as shown in Figure 9.

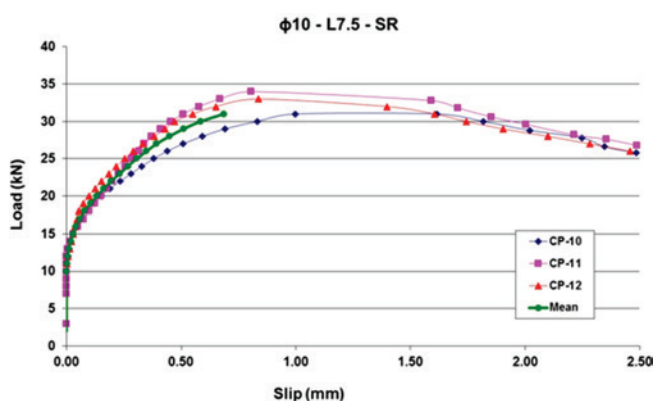
### 3.2 Pullout results

The non-resin models failed pullout, characterized by the slipping of the bar in relation to the concrete, with significant displacements. The resin models presented brittle failure, characterized by the sudden rupture of the concrete block and small relative displacements between the bar and the concrete as presented in Figure 10. In one of these models, the steel bar yielded. Some specimens showed air bubbles in the bonded length leading, in these cases, to pullout failure.

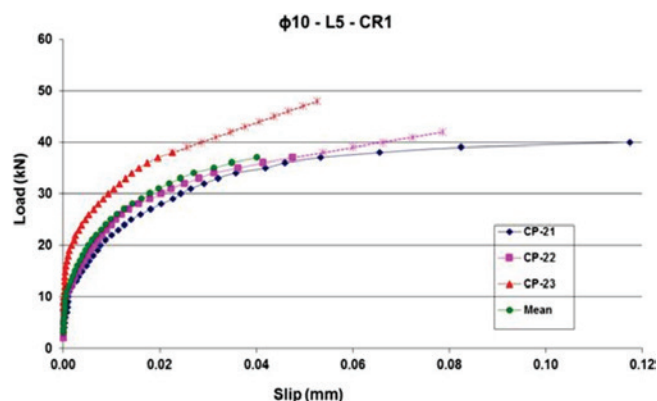
The typical curves of the SR and CR models are presented in Figures 11a to 11d; these graphs also show the homogeneity of the results, which are summarised in Table 1.



**Figure 10**  
Brittle failure in CR models



**Figure 11a**  
Load-slip, models SR 10-7.5-0



**Figure 11b**  
Load-slip, models CR 10-5-1

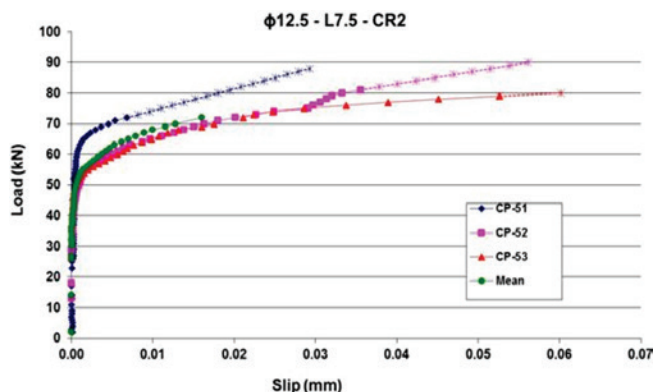
### 4. Discussion

The influence of the embedded length can be seen in the graphs of Figures 12 and 13, where for the same bar diameter, the increase in embedded length led to higher adhesion strength and ultimate

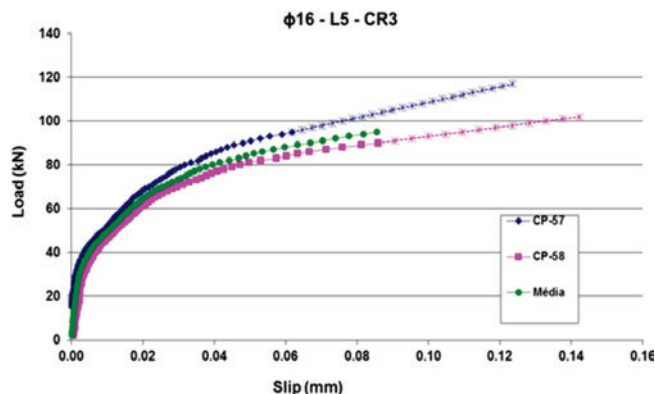
load values in all models studied.

In the same way, the influence of the bar diameter can be seen in the graphs of Figures 14 and 15, where for the same embedded length, the larger the diameter of the bar, the higher the values of adhesive strength and ultimate load in all models studied.

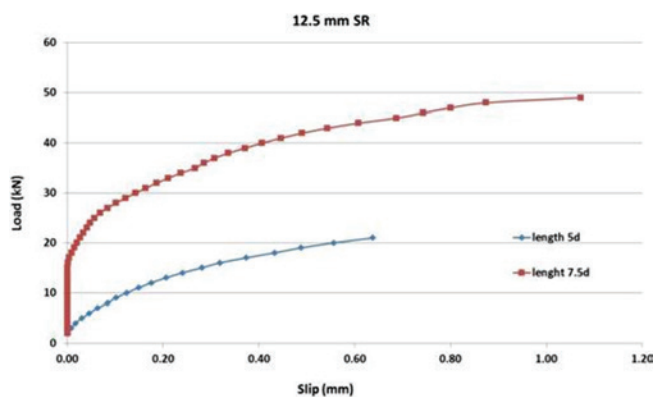
These results can easily be perceived through examination of the



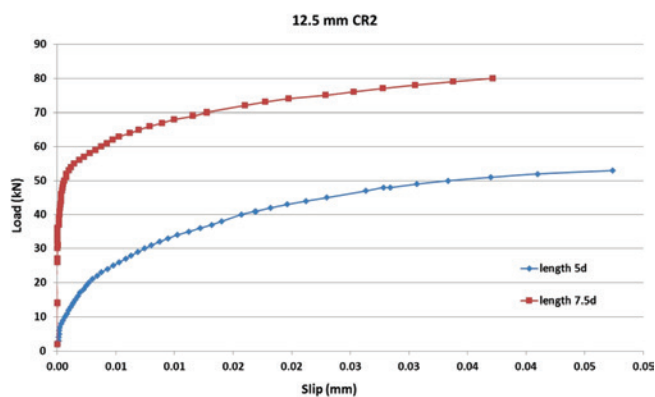
**Figure 11c**  
Load- slip, models CR 12.5-7.5-2



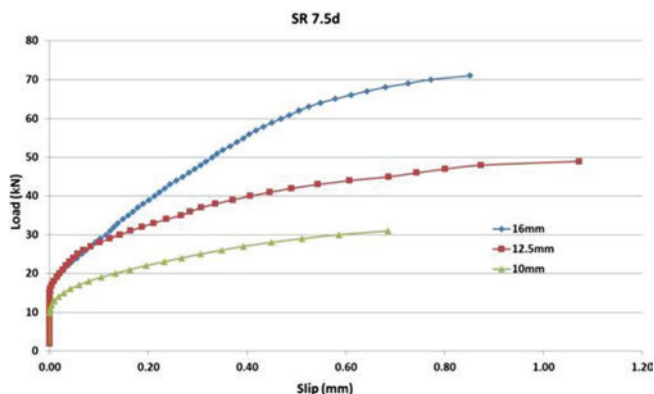
**Figure 11d**  
Load- slip, models CR 16-5-3



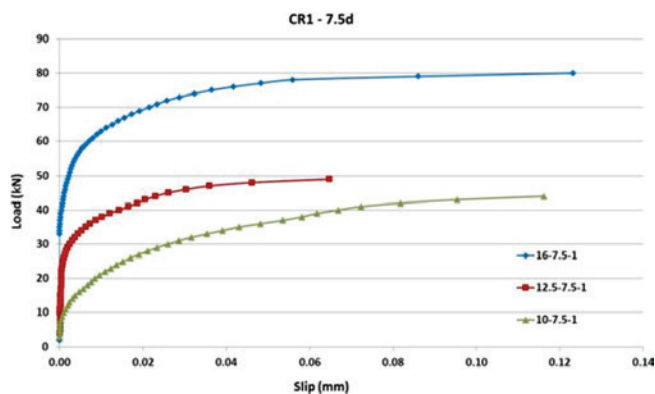
**Figure 12**  
Influence of the embedded length, models: 12.5-5-0 and 12.5-7.5-0



**Figure 13**  
Influence of the embedded length, models: 12.5-5-2 and 12.5-7.5-2



**Figure 14**  
Influence of the bar diameter, models: 10-7.5-0; 12.5-7.5-0 and 16-7.5-0



**Figure 15**  
Influence of the bar diameter, models: 10-5-1; 12.5-5-1; 16-5-1



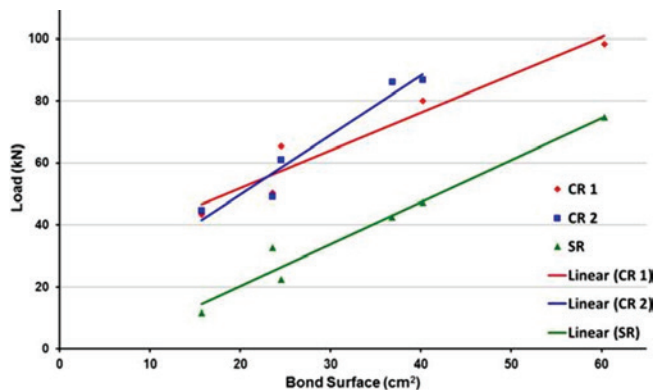


Figure 16 Load-Bond Surface, SR and CR models

bonding surface, that is, the bar-concrete or bar-resin-concrete contact surface. Figure 16, which reports the maximum load to the bonding surface indicates that when the bonding surface is increased (diameter and embedded length) the pullout bearing capacity is also increased. This has also been observed by Gurbuz [2], Souza [4], Felício [5] and Bouazaoui et al [8].

Figures 17-19 illustrate the behaviour of some models. These graphs show that bonding with epoxy resin increases the stiffness of the steel-concrete bond and leads to higher ultimate load values. Bonding with epoxy resin also provides an increase in bond stress, as can be seen in the Increase of Capacity column in Table 1 and in the graph of Figure 20. On this graph it can be observed that the resin models have higher values for bond stress when compared to those without resin. Also, the values for this stress decrease as the bar diameter and the embedded length are increased. These results appear to indicate that, when using epoxy resin connections, small lengths are enough to ensure bonding and

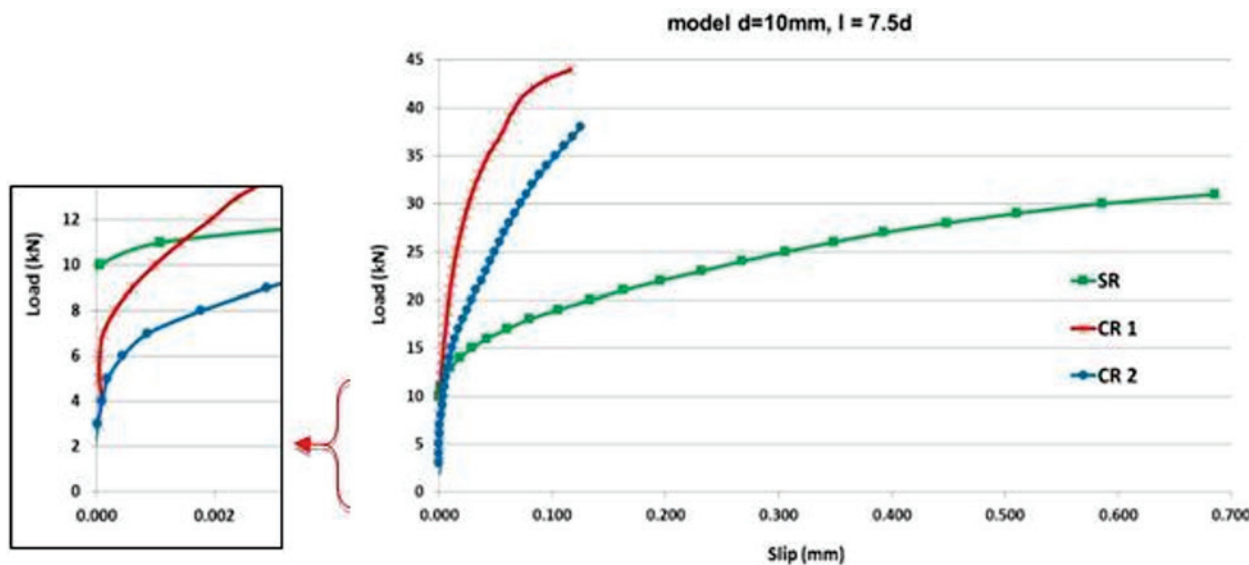


Figure 17 Load-slip, models: 10-7.5-0; 10-7.5-1; 10-7.5-2

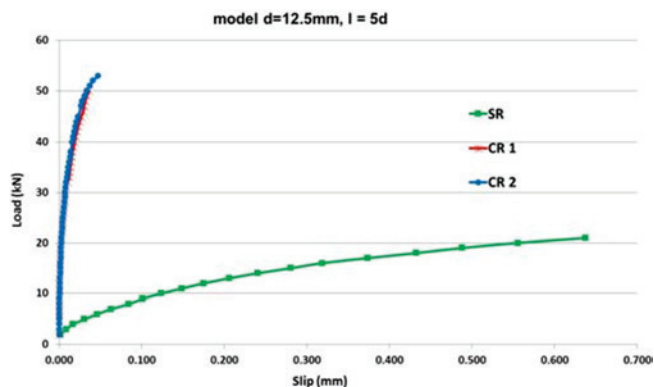


Figure 18 Load - slips, models: 12.5-5-0; 12.5-5-1; 12.5-5-2

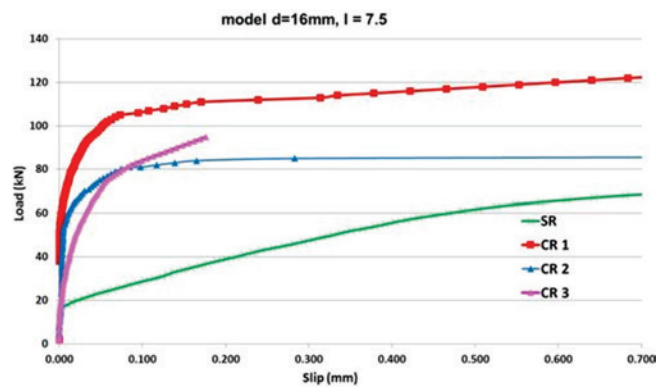
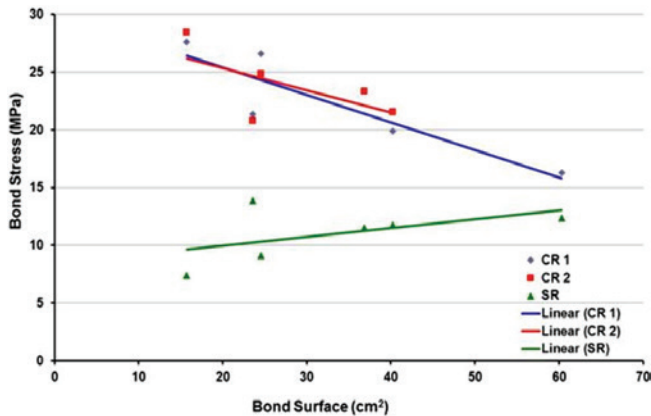
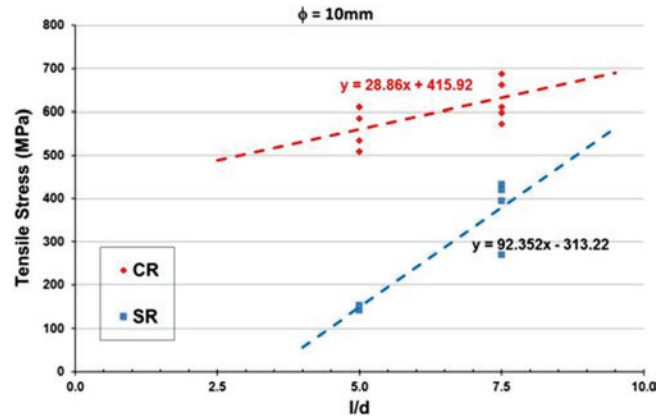


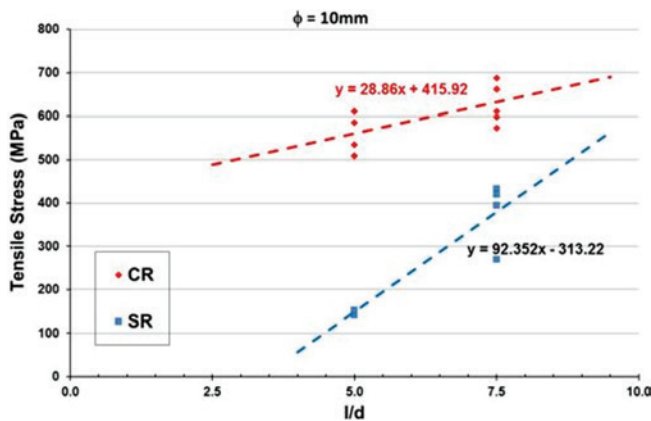
Figure 19 Load- slips, models: 16-7.5-0; 16-7.5-1; 16-7.5-2; 16-7.5-3



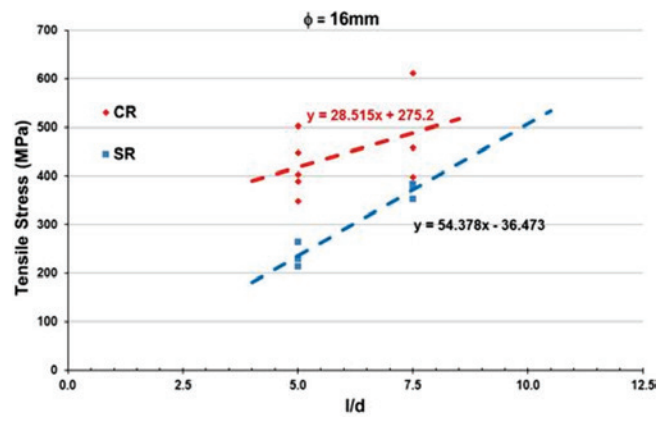
**Figure 20**  
Bond Stress-Bond Surface, SR and CR models



**Figure 21**  
Bar Tensile Stress -  $l/d$  relationships,  $d=10\text{mm}$



**Figure 22**  
Bar Tensile Stress -  $l/d$  relationships,  $d=12.5\text{mm}$



**Figure 23**  
Bar Tensile Stress -  $l/d$  relationships,  $d=16\text{mm}$

longer lengths may not contribute to the development of stresses throughout the embedded length. This has also been observed by Gurbuz [2]. The values for shear stress found in Fernandes' [6] tests ranged from 16 to 29 MPa, which is a range compatible with the values found by Gurbuz [2].

In the graphs of Figures 15 and 20, which compares the performances of the resin and non-resin models for thicknesses of 1 and 2mm, it is found that the variation in resin thickness does not significantly affect ultimate bond strength.

With the aim of verifying the efficiency of the bonding process, the graphs presented in Figures 21-23 were plotted to relate the values for maximum normal stress in the reinforcement bars with the value of  $l/d$ . These normal bars stresses refer to  $F_{\text{máx}}/d$ , in the case of the models without resin, whereas  $F_{\text{máx}}/d_0$  applies to models with resin. Considering the value of 500MPa for the yielding strength for CA50 steel and based on the equations for linear regression there is a 67% reduction for 10mm bars, 51% for 12.5mm, and 20% for 16mm bars.

## 5. Conclusions

Based on the bond method, the materials used and the test

methodology adopted in this study, the authors concluded that:

- The share of adhesion is highly significant in CR models; in these cases, the slips for initial and mean loads were extremely low when compared to the SR models.
- Regarding the failure mode, all SR models failed pullout. Specifically, for CR models the concrete failure was brittle, considering the weakest link in the bond.
- In all models - with and without resin - the increase of both the bar diameter and the embedded length led to higher values of adhesion force and ultimate load.
- Bonding with epoxy resin allows a reduction in the anchoring lengths of the bars.
- The beams demonstrated significantly similar behaviour, in spite of their reinforcement details being quite different. This reaffirms the efficiency in the bonding of the bars, aimed at reducing the anchorage length required.
- Variation in thickness of the epoxy resin from 1mm to 3mm seems to have no significant effect on the failure, but requires further study to assess its service behaviour.
- The development of further research is suggested with the aim of evaluating the anchoring length of epoxy resin bonded bars in concrete elements subjected to different stresses.

## 6. Acknowledgements

This research was conducted at Rio de Janeiro State University - UERJ (Brazil). Support provided by UERJ, CAPES and FAPERJ is gratefully acknowledged. The authors also extend their thanks to Hilti Brazil.

## 7. References

- [1] McVay, M.; Cook, R. A.; and Krishnamurthy, K.. Pullout Simulation of Postinstalled Chemically Bonded Anchors. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 122, No. 9, Sept. 1996, pp. 1016-1024.
- [2] Gurbuz, T.; Ilki, A.. Pullout Performance of Fully and Partially Bonded Retrofit Anchors in Low-Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 108, nº1 (2011), pp. 61-70.
- [3] ICC International Code Council. AC308 Post-installed Adhesive Anchors in Concrete Elements, USA, 2014. <http://www.icc-es.org/>.
- [4] Souza, R. H.F. Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal, Lisboa, 1990, Tese (doutorado), Instituto Superior Técnico, 320p.
- [5] Felício, M. D. Eficiência da Ligação Aço-Concreto Utilizando Colagem com Resina Epóxi. Rio de Janeiro, 1995, Dissertação (mestrado), Universidade Federal Fluminense, 159p.
- [6] Fernandes, D.V..Estudo da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina epóxi. Rio de Janeiro, 2011, Dissertação (mestrado), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 160p.
- [7] RILEM, FIP, CEB, 1973, Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton. 1. Essai par flexion (7-II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128), Recommandations Provisoires. *Matériaux et Constructions*, (mars – avr), v. 6, n. 32, pp. 96–105.
- [8] Bouazaoui, L.; LI, A. Analysis of steel/concrete interfacial shear stress by means of pull out test. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 28. Elsevier. 2008. pp. 101–108.

# Pullout performance of steel bars partially bonded in concrete with epoxy resin

## *Avaliação da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina epóxi*



R. H. SOUZA <sup>a</sup>  
reginahsouza@uerj.br

M. E. TAVARES <sup>a</sup>  
etavares@uerj.br

D. V. FERNANDES <sup>b</sup>  
dennisvideira@gmail.com

### Abstract

The installation of new reinforcing bars onto an existing structure is a common practice in civil construction both for old and new structures. The use of anchors has been extensively studied and normalized. The placement of steel reinforcement bars in holes filled with epoxy resin, despite their wide use, still lacks a satisfactory methodology for the design of such systems. In this context, the aim of this paper is to present the results of an experimental programme for confined pullout tests, comparing the performance of cast steel reinforcement bars to that of bars bonded to concrete with epoxy resin. The investigated test parameters included the bar diameter, the embedment length and the resin thickness. Tests results showed a significant efficiency of epoxy resin as structural bonding agent and allowed the verification of sizeable reduction in the anchorage lengths for bonded bars.

**Keywords:** pullout tests, bond, retrofit, epoxy resin.

### Resumo

A fixação de armaduras novas em estrutura existente é prática usual na construção civil, tanto em construções novas como em antigas. A aplicação de chumbadores já está bastante estudada e regulamentada. A fixação de barras de alta resistência em furos preenchidos com resina epóxi, apesar de amplamente utilizada, ainda não dispõe de metodologia satisfatória para o dimensionamento desses sistemas. Neste artigo apresentam-se os resultados de um programa experimental que teve por objetivo estudar a ligação de barras coladas ao concreto com resina epóxi através de ensaios de arrancamento, onde foram testados diferentes diâmetros de barras, de comprimentos de colagem e de espessuras de resina. Os resultados dos ensaios mostraram a grande eficiência da resina epóxi como adesivo estrutural e permitiram verificar reduções significativas nos comprimentos de ancoragem das armaduras coladas.

**Palavras-chave:** ensaio de arrancamento, aderência, resina epóxi, recuperação estrutural.

<sup>a</sup> Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Departamento de Estruturas e Fundações, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;  
<sup>b</sup> Marinha do Brasil, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

## 1. Introdução

Nos trabalhos de recuperação e reforço das estruturas de concreto muitas vezes é necessário incluir novas armaduras. Visando a garantia da transferência dos esforços, estas armaduras podem ser fixadas e ancoradas ao elemento existente através de: emendas por sobreposição, por fixação aparafusada ou em furos preenchidos com resina ou argamassas especiais, pela ligação com conectores ou com chumbadores pós-instalados em furos feitos no concreto, podendo ser fixados por grautes ou por adesivos sintéticos.

O comportamento de chumbadores colados tem sido objeto de estudo de muitos pesquisadores que estudaram analítica e experimentalmente as ligações coladas, tendo por base modelos de ensaio confinados e não confinados. Nos modelos confinados a reação do sistema de carregamento é colocada adjacente ao chumbador para garantir ruptura por aderência e evitar a ruptura do cone de concreto; nos modelos não confinados, o ponto de reação é posicionado a uma grande distância do chumbador e, por isso, permitem a formação irrestrita do cone.

Nos ensaios para a avaliação do desempenho de chumbadores colados são normalmente utilizados modelos constituídos por lajes, não confinados, que levam à ruptura combinada de um cone raso de concreto e da interface chumbador-adesivo. Estes ensaios têm o seu comprimento de embutimento totalmente preenchido pelo adesivo. Como exemplo tem-se os ensaios de McVay, Cook e Krishnamurthy [1] que, em ensaios não confinados, testaram chumbadores constituídos por barras roscadas com diâmetro  $d = 15,9\text{mm}$ , diâmetro dos furos  $d_o = 19\text{mm}$  e comprimentos de aderência de 76, 102, 127 e 152mm. Os resultados indicaram tensão de cisalhamento *média*  $\tau_o = 11,8\text{MPa}$  e tensão de cisalhamento *máxima*  $\tau_{\text{max}} = 13,8\text{MPa}$ .

No caso da recuperação de estruturas, em geral com concretos de resistências mais baixas, a capacidade deste chumbador tradicional fica prejudicada, uma vez que a baixa resistência do concreto

dessas estruturas leva à ruptura prematura do cone de concreto. A fim de melhor estudar esta questão, Gurbuz e Ilki [2] conduziram ensaios de arrancamento de barras total e parcialmente aderidas em modelos confinados e não confinados e observaram diferentes modos de ruptura. Enquanto os chumbadores totalmente aderidos romperam bruscamente com a ruptura do cone e o arrancamento do fuste, os chumbadores parcialmente aderidos romperam pelo arrancamento após o escoamento do aço. De acordo com os resultados, os chumbadores parcialmente aderidos apresentaram uma resistência média 73% maior do que os completamente aderidos. Estes chumbadores romperam pelo escoamento da barra ou, no caso de pequenos comprimentos de colagem, pelo escorregamento da barra. Estes resultados indicaram que os chumbadores parcialmente aderidos têm um desempenho melhor (comportamento dúctil) para aplicações em reabilitação, onde os concretos são de baixa resistência e os espaços limitados. As tensões cisalhantes para esses chumbadores parcialmente aderidos variaram de 15,7MPa a 23,6MPa, portanto valores superiores aos de McVay, Cook e Krishnamurthy [1]. Desse modo, os autores concluíram que para a avaliação do comprimento de ancoragem de barras deformáveis a serem usadas em reparos de estruturas existentes, deve-se prever ensaios em que as barras sejam parcialmente aderidas ao concreto. Os autores também verificaram que para chumbadores total ou parcialmente colados, a resistência ao arrancamento aumenta com o aumento do comprimento de colagem, enquanto que a tensão média de aderência decresce com o aumento do comprimento.

Os chumbadores aderidos já foram objeto de muitos estudos e já têm predições de projeto normalizadas, como a norma AC308 Post-installed Adhesive Anchors in Concrete Elements [3]. Entretanto, ainda há carência de estudos no que diz respeito à colagem de barras de alta aderência usadas como complemento das armaduras de recuperação e reforço. Nestes casos, os elementos estruturais normalmente apresentam concreto de menor resistência que os atuais e os espaços para fixação destas armaduras são exíguos.

A seguir estão relacionados estudos experimentais que tiveram por base ensaios confinados, sem a formação do cone de concreto, visando a recuperação e o reforço, com o objetivo de comparar o comprimento de ancoragem de barras normalmente embutidas no concreto com barras coladas com resina epóxi.

Souza [4] conduziu ensaios de arrancamento em modelos em forma de H, conforme indicado na Figura 1, de modo a impedir a transferência da reação de compressão no modelo à barra a ser tracionada e que facilitasse a execução do furo e a colagem da barra. Foram testados dois diâmetros de barras de alta aderência: 8 e 12mm, sendo os valores das tensões de escoamento  $f_y = 500\text{MPa}$  e  $f_y = 401\text{MPa}$  respectivamente, com variados comprimentos de colagem: 7,5cm; 10cm e 15cm. Foram executadas duas séries de ensaios: modelos SR (Sem Resina), com barras embutidas no concreto e modelos CR (Com Resina) que foram moldados sem as barras, sendo estas coladas posteriormente com resina epóxi em furos cujo diâmetro correspondeu ao diâmetro da barra, mais 6 mm. A resistência à compressão no dia do ensaio era de 42MPa. Os resultados desses ensaios mostraram que a resistência de aderência da ligação com resina epóxi aumenta com o aumento do comprimento de colagem e com o tipo de ligação. As ancoragens com resina epóxi em barras  $d = 8\text{mm}$

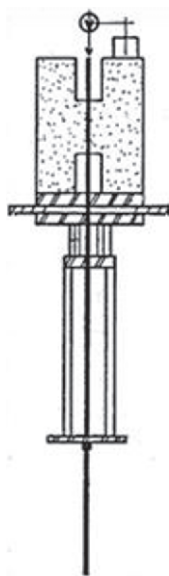
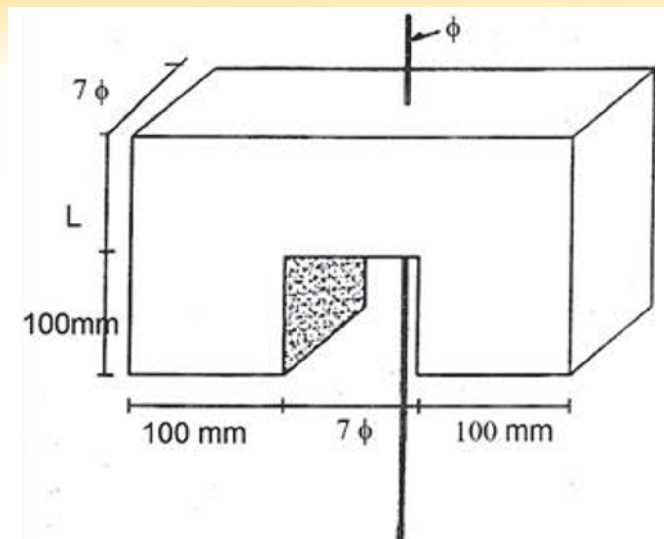


Figura 1  
Modelo de Souza, esquema de ensaio [4]



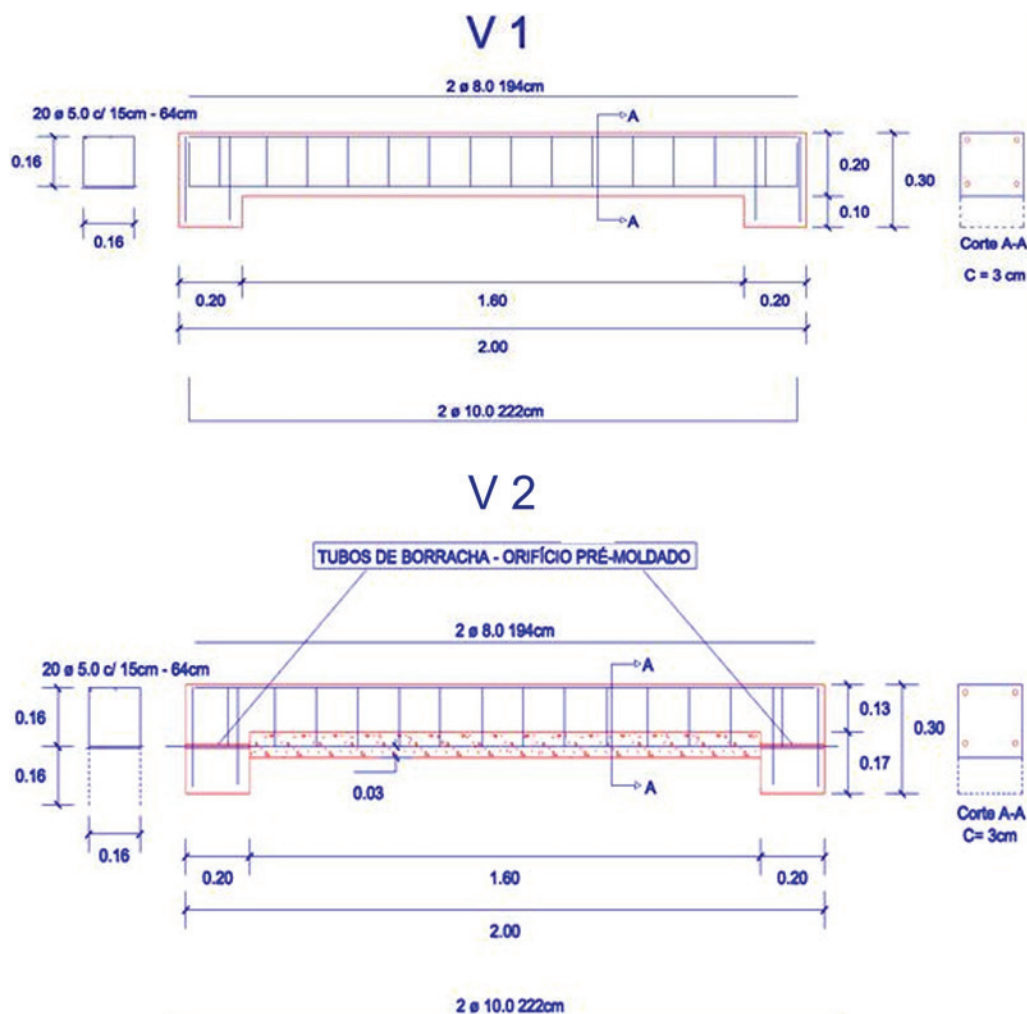
**Figura 2**  
Modelo de Felício [5]

permitiram uma redução do seu comprimento até 33% e em barras  $d=12$  mm até 50%, em relação aos comprimentos de ancoragem sem resina epóxi.

Felício [5] procedeu a ensaios de arrancamento em modelos com a configuração geométrica apresentada na Figura 2 e barras de

aço de alta aderência com diâmetros de 10; 12,5 e 16mm, sendo  $f_y=620$ MPa,  $f_y=600$ MPa e  $f_y=660$ MPa, respectivamente. A resistência à compressão no dia do ensaio era de 32MPa. As dimensões dos modelos foram ajustadas proporcionalmente aos seus diâmetros. Foram estudados quatro comprimentos para cada diâmetro: 5d ; 7,5d ; 10d e 12,5d. O cobrimento de armadura adotado era igual a três vezes o diâmetro da barra de aço ( $c/d=3$ ). Os modelos do tipo SR tinham a armadura posicionada no momento da concretagem; os do tipo CR foram concretados sem a armadura, sendo esta colada posteriormente com a resina. Os furos atravessavam toda a extensão do comprimento de aderência e a relação  $d_{\text{furo}}/d_{\text{barra}}$  era de 1,3 e 1,4. Os resultados mostraram que em ambos os modelos para um dado diâmetro, maiores comprimentos de colagem acarretaram maiores valores das cargas máximas, maiores deslocamentos e tensões de aderência bem próximas. Verificou-se a grande eficiência da resina epóxi como adesivo estrutural e reduções significativas nos comprimentos de ancoragem das armaduras coladas de: 24% para as barras  $d=10$ mm; 42% para as barras  $d=12,5$ mm e 29% para as barras  $d=16$ mm.

Bouzaoui et al [8] investigou a resistência de aderência das ligações aço-concreto e aço-epóxi-concreto em ensaio confinado de modelos cilíndricos de 320mm de comprimento e 160mm de diâmetro. Foram testadas barras com diâmetros de 12, 16 e 20mm e comprimentos que variaram de 100 a 300mm. Estas barras foram coladas com resina epóxi de forma totalmente aderida, com espessura constante de 1mm. A tensão de escoamento do aço



**Figura 3**  
Formas e armaduras das Vigas V1 e V2

era de 340MPa e a resistência à compressão do concreto era de 40MPa. A aplicação do carregamento dava-se pela base do cilindro. Quanto ao modo de ruptura, foram observados: o fendilhamento do concreto, o deslizamento da barra de aço e a ruptura da barra de aço. O autor verificou que a força última aumenta linearmente com o diâmetro da barra e com o comprimento de ancoragem, mas que aumenta parabolicamente com o aumento da superfície aderente.

A seguir apresenta-se o trabalho de Fernandes [6] que deu prosseguimento a esta linha de pesquisa, visando contribuir para o aumento do conhecimento científico de uma prática empírica da construção civil, usada, sobretudo na área do reforço e da recuperação estrutural. O objetivo deste trabalho consistiu na avaliação da capacidade de aderência de barras de armaduras coladas às estruturas de concreto, tendo por base ensaios laboratoriais.

## 2. Materiais e métodos

Fernandes [6] efetuou ensaios de arrancamento em modelos prismáticos e ensaios à flexão em vigas, a fim de avaliar o comprimento de ancoragem das barras longitudinais tracionadas.

### 2.1 Ensaios de vigas

As vigas de concreto bi-apoiadas foram ensaiadas à flexão, sendo o carregamento constituído por duas cargas concentradas localizadas nos terços do vão. O ensaio das vigas pretendeu verificar o comportamento da aderência de barras de aço coladas ao concreto, semelhante ao que ocorre nos trabalhos de reforço ou recuperação estrutural em vigas já existentes. Para tal foram moldadas duas vigas, uma integralmente em concreto armado e com armadura tradicionalmente ancorada em ganchos, denominada por viga V1, e outra moldada em duas etapas, sendo suas barras

longitudinais inferiores coladas nas extremidades dos apoios com resina epóxi em furos pré-executados no concreto denominado por viga V2. As vigas possuíam 2m de comprimento e seção retangular com 20 cm de altura e 20 cm de largura.

A viga V2 foi moldada em duas etapas de concretagem. Na 1ª etapa sua altura era de apenas 13cm e foram colocados tubos de borracha na região dos apoios, de modo a garantir-se os furos para a posterior colagem das barras longitudinais. O comprimento de ancoragem dessas barras retas correspondeu a toda a extensão do apoio, ou seja, as barras foram coladas em um comprimento de 20cm. Além disso, as pernas dos estribos ficaram expostas para futura dobragem e amarração na parte inferior da viga que recebeu o complemento de concreto correspondente a 6 cm, moldado após a fixação das armaduras longitudinais. Vide Figura 3.

Após a desmoldagem da viga V2 procedeu-se a colagem das barras longitudinais: primeiramente fez-se a limpeza dos furos retirando-se todo o pó, em seguida aplicou-se a resina epóxi dentro do furo e logo após inseriu-se as armaduras nos furos, estando estas abundantemente embebidas em resina de modo a garantir-se o total preenchimento do furo com a resina. Após um período de cura de quatro dias efetuou-se um apicoamento na superfície do concreto na região a ser completada, para melhorar a aderência entre os dois concretos, retirando-se a nata de cimento existente. A partir daí, procedeu-se a dobragem e amarração dos estribos e a molhagem do fundo da viga, preparando-a para a 2ª fase de concretagem. O concreto da 2ª etapa foi idêntico ao da 1ª etapa, de mesma resistência e granulometria.

A Figura 4 mostra o esquema de carregamento utilizado nos ensaios à flexão das vigas, tendo-se utilizado uma prensa hidráulica do tipo Losenhausen – LOS de 100t. Para a instrumentação foram utilizados deflectômetros analógicos e extensômetros elétricos colados à superfície do concreto, nos vão de corte e no meio do vão, com o objetivo de avaliar as deformações sofridas pela barra longitudinal colada.

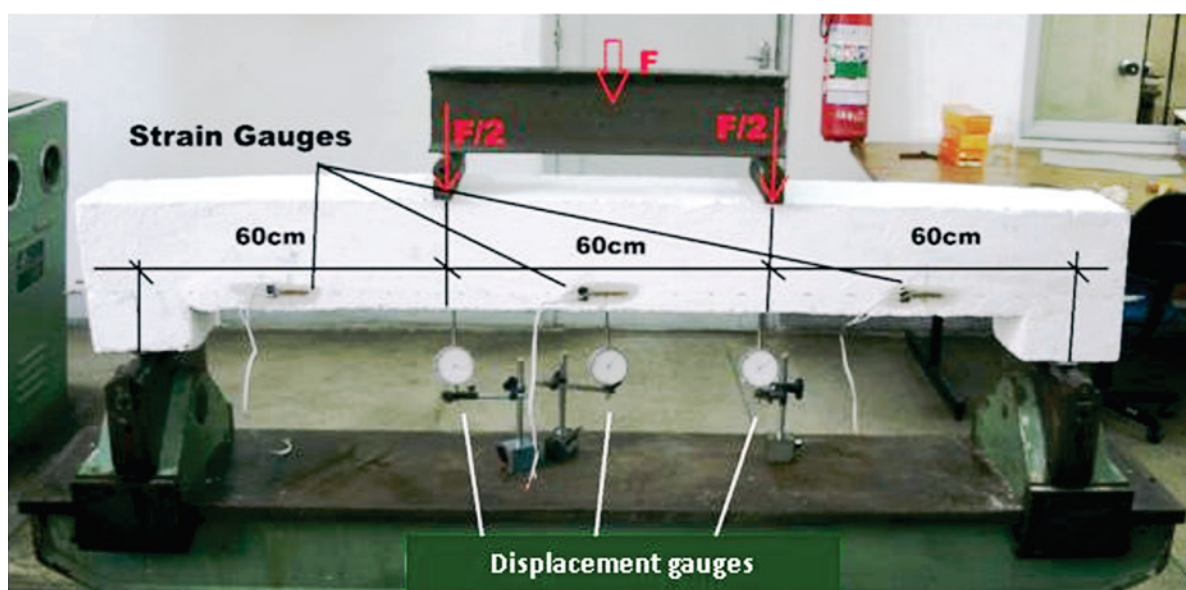


Figura 4  
Instrumentação dos ensaios das vigas

**Tabela 1**

Resultados dos ensaios de arrancamento

Modelo	Comprimento de colagem l (mm)	Diâmetro do furo $d_o$ (mm)	Superfície de aderência (cm <sup>2</sup> )	Resistência última (kN)	Tensão de aderência $\tau_b$ (MPa)	Incremento de resistência $\tau_{b,CR} / \tau_{b,SR}$
10-5-0	50	-	15,7	12,2	7,8	-
10-7,5-0	75	-	23,6	34,4	14,6	-
12,5-5-0	62,5	-	24,5	24,4	9,9	-
12,5-7,5-0	93,8	-	36,8	51,8	14,1	-
16-5-0	80	-	40,2	53,2	13,2	-
16-7,5-0	120	-	60,3	77,8	12,9	-
10-5-1	50	12	15,7	48,8	31,1	4,0
10-7,5-1	75	12	23,6	54,8	23,3	1,6
12,5-5-1	62,5	14,5	24,5	68,0	27,7	2,8
16-5-1	80	18	40,2	90,4	22,5	1,7
16-7,5-1	120	18	60,3	123,0	20,4	1,6
10-5-2	50	14	15,7	48,8	31,1	4,0
10-7,5-2	75	14	23,6	52,6	22,3	1,5
12,5-5-2	62,5	16,5	24,5	69,8	28,4	2,9
12,5-7,5-2	93,8	16,5	36,8	90,6	24,6	1,8
16-5-2	80	18	40,2	101,4	25,2	1,9
16-5-3	80	22	40,2	117,2	29,2	2,2
16-7,5-3	120	22	60,3	83,8	13,9	1,1

## 2.2 Ensaios de arrancamento

O tipo de ensaio adotado no trabalho baseou-se no pullout test, normalizado pela RILEM [7]. Este tipo de ensaio possui características simples de execução e foi adaptado ao estudo de modo a permitir a colagem com resina epóxi. Foram efetuados 61 ensaios de arrancamento de barras de aço de alta aderência embutidas em prismas de concreto durante sua concretagem - modelos sem resina (SR) - ou embutidas posteriormente, por meio de colagem com resina epóxi - modelos com resina (CR).

Com o objetivo de comparar modelos com diferentes armaduras, as dimensões dos modelos e o comprimento de colagem foram ajustados proporcionalmente aos diâmetros das barras. Foram testados três diâmetros de barras: 10mm; 12,5mm e 16mm e dois comprimentos de colagem para cada diâmetro: 5d e 7,5d. As dimensões dos espécimes variaram de acordo com o diâmetro da barra tanto para os pré-aderidos quanto para os pós-aderidos, na proporção de 10d. Para cada tipo de modelo foram moldados e ensaiados pelo menos três exemplares; os resultados obtidos referem-se à média desses 3 ensaios. Foram testadas três

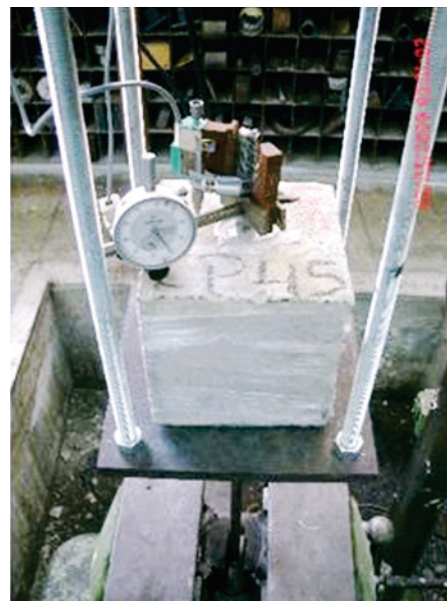
**Figura 5**

Direção da concretagem dos modelos ensaiados





**Figura 6**  
Esquema do ensaio



**Figura 7**  
Instrumentação para leitura dos deslocamentos

espessuras de resina epóxi: 1mm (CR1), 2mm (CR2) e 3mm (CR3). A identificação dos modelos está indicada na Tabela 1 e segue o exemplo: modelo 10-7,5-2 corresponde à barra de 10mm de diâmetro, comprimento de colagem de 7,5d e espessura de resina de 2mm.

Antes da concretagem dos modelos que iriam receber barras coladas foram embutidos tubos plásticos, a fim de servirem de gabarito aos furos de passagem das barras de aço e minimizar os efeitos negativos da furação. Estes tubos tinham o diâmetro exato que se previa para cada modelo, ou seja, contemplavam o diâmetro da barra mais a espessura que a resina epóxi iria ocupar. O lançamento do concreto nas formas foi feito manualmente, em camadas, perpendicularmente à posição das armaduras, (conforme mostra a Figura 5). O adensamento foi feito por meio de vibrador elétrico de imersão, após a colocação de cada camada. O acabamento do corpo de prova foi dado com colher de pedreiro.

Após a concretagem, estes tubos foram retirados e procedeu-se a limpeza dos furos e das barras de armadura, de modo a remover todo o pó e qualquer impureza que pudesse prejudicar a aderên-

cia. Na região onde desejava-se ter o comprimento não aderente, a barra foi revestida com filme PVC, finalizando-se com um tampão de fita isolante, de modo a evitar o escoamento da resina da região aderente para a região não aderente.

A montagem do ensaio teve por objetivo permitir a aplicação de uma carga de tração em uma das extremidades da armadura e a leitura do deslocamento relativo entre a armadura e o concreto na outra extremidade. Para isso foi utilizada uma gaiola metálica com a função de reagir contra o bloco de concreto, enquanto a extremidade livre da barra era tracionada, Figuras 6 e 7.

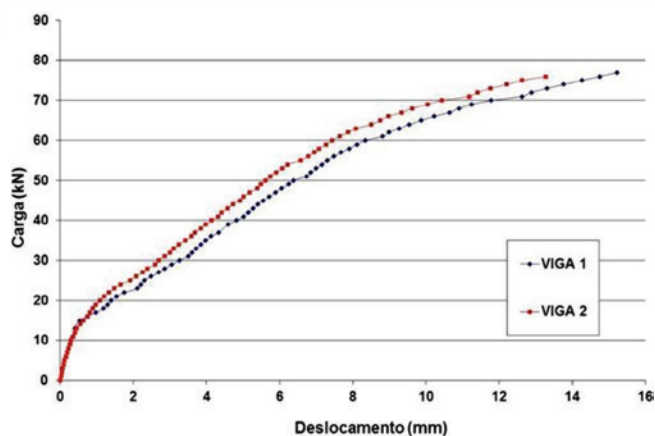
### 2.3 Materiais

A composição adotada para o concreto procurou representar as características das construções de concreto armado em idade passível de recuperação e intervenção estrutural. Assim, a resistência média à compressão do concreto na época dos ensaios dos modelos foi de 26,9MPa. Os valores das tensões resistentes dos aços no escoamento e na ruptura foram, respectivamente:



**Figura 8**  
Aspecto da ruptura e da fissuração das Vigas V1 e V2

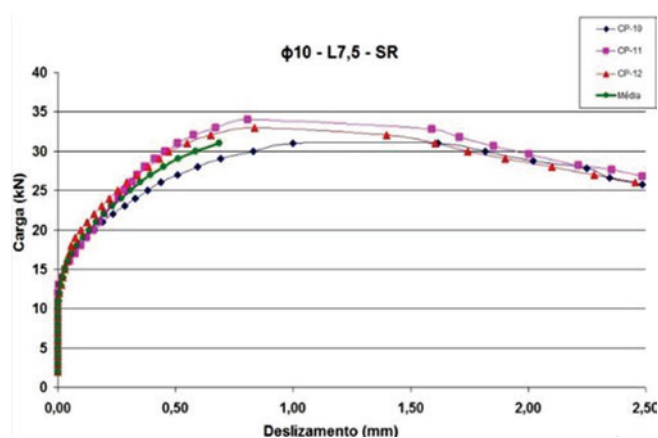
603MPa e 742MPa para a barra de 10mm; 584MPa e 735MPa para a barra de 12,5mm e 564MPa e 714MPa para a barra de 16mm. A escolha da resina epóxi, de uso corrente na construção civil, considerou as características de fluidez, de manipulação e de acessibilidade ao material e foi aplicada conforme as instruções do fabricante. Foram testados o sistema RE 500 da Hilti que, devido à sua característica tixotrópica, mostrou-se desfavorável à passagem da barra pelo furo, condição deste trabalho, e o Sikadur 32 que, de acordo com o fabricante, é um adesivo estrutural à base de resina epóxi, de média viscosidade (fluido), bi-componente e de pega normal, especialmente formulado para ancoragens em geral e colagens de concreto velho com concreto novo e chapas metálicas ao concreto; sua resistência à compressão após 24h é de 60MPa, a cura inicial dá-se em 5 horas e a cura final em 7 dias; a temperatura de aplicação varia entre +10°C a +30°C.



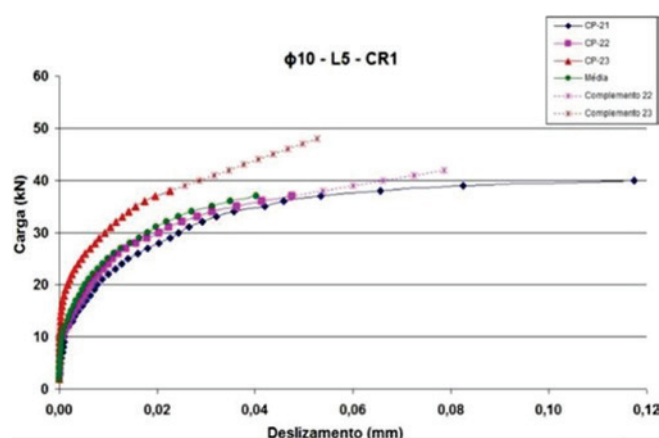
**Figura 9**  
Curva carga-deslocamento no meio do vão das vigas



**Figura 10**  
Ruptura típica por fendilhamento nos modelos CR e aspecto da ligação rompida



**Figura 11a**  
Curvas carga-deslizamento dos ensaios dos modelos SR 10-7,5-0



**Figura 11b**  
Curvas carga-deslizamento dos ensaios dos modelos CR 10-5-1

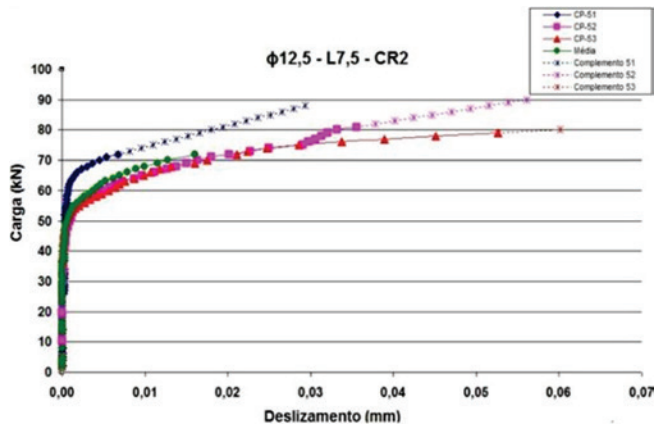
### 3. Resultados

#### 3.1 Resultados dos ensaios de vigas

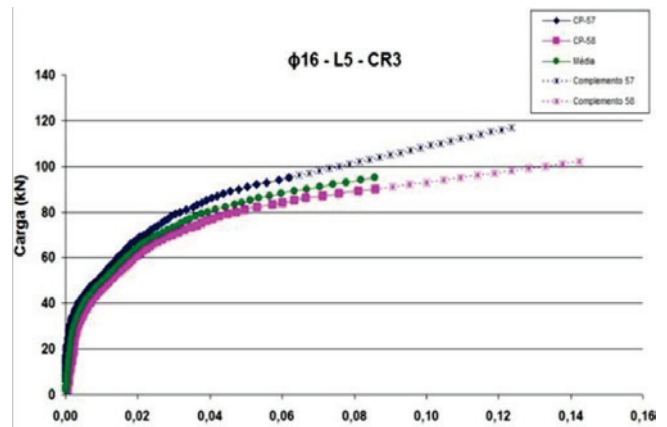
A ruptura da viga V1 deu-se por compressão no concreto da mesa superior e deformação excessiva da barra tracionada (ruptura clássica de flexão). A ruptura da viga V2 foi caracterizada pela ruptura da biela de compressão formada a partir de um dos pontos de aplicação da carga. As fissuras de flexão tiveram comportamento simétrico em relação ao meio do vão e não foram verificadas fissuras de esforço cortante. Os ex-

tensômetros colados no vão de corte apresentaram deformações muito pequenas, não significativas, e foram desconsiderados. A Figura 8 ilustra o aspecto da ruptura e o modo de fissuração de ambas as vigas. A viga V2 não apresentou qualquer fissuração de aderência na interface das duas camadas de concreto indicando que tanto a ligação concreto-concreto como a colagem de barras de aço no concreto foram eficientes. A resina epóxi cumpriu de maneira eficiente sua característica adesiva, garantindo a ancoragem das barras longitudinais de tração.

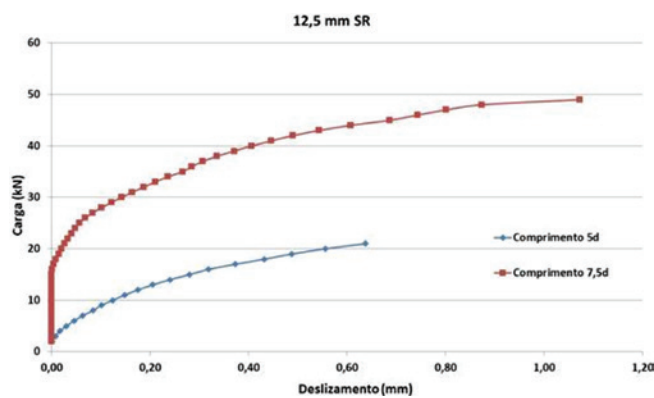
O gráfico carga-deslocamento no meio do vão apresentado na



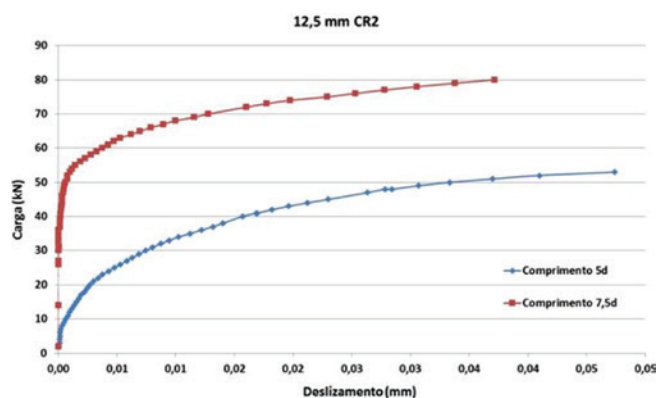
**Figura 11c**  
Curvas carga-deslocamento dos ensaios dos modelos CR 12,5-7,5-2



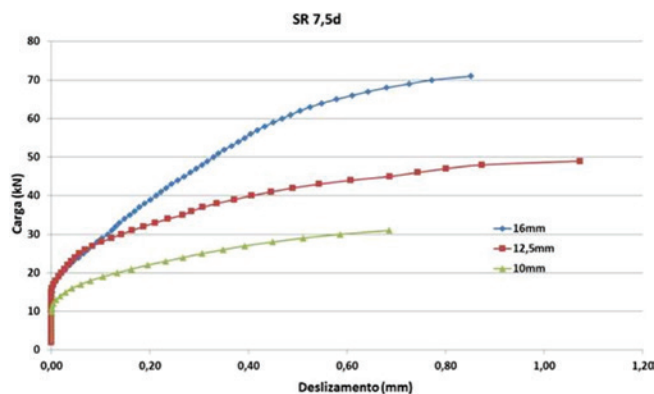
**Figura 11d**  
Curvas carga-deslocamento dos ensaios dos modelos CR 16-5-3



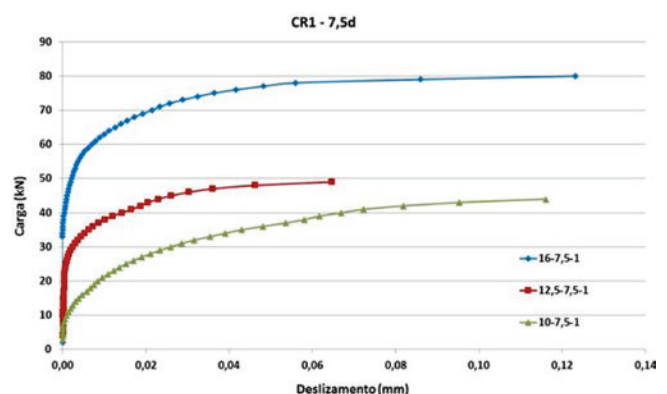
**Figura 12**  
Influência do comprimento de colagem, modelos: 12,5-5-0 e 12,5-7,5-0



**Figura 13**  
Influência do comprimento de colagem, modelos: 12,5-5-2 e 12,5-7,5-2



**Figura 14**  
Influência do diâmetro da barra, modelos: 10-7,5-0; 12,5-7,5-0 e 16-7,5-0



**Figura 15**  
Influência do diâmetro da barra, modelos: 10-7,5-1; 12,5-7,5-1; 16-7,5-1

Figura 9 mostra o comportamento idêntico de ambas as vigas, ao longo do carregamento.

### 3.2 Resultados dos ensaios de arrancamento

Os modelos sem resina apresentaram ruptura por arrancamento, caracterizada pelo deslizamento da barra em relação ao concreto, com grandes deslocamentos.

Nos modelos com resina a ruptura deu-se por fendilhamento do concreto, caracterizada pela ruptura brusca do bloco de concreto e pequenos deslocamentos relativos entre a barra e o concreto, como ilustra a Figura 10. Observou-se também, em apenas um espécime, a ruptura por tração da barra de aço. Alguns exemplares apresentaram bolhas de ar na ligação colada levando, nestes casos, à ruptura por arrancamento.

As curvas típicas dos ensaios dos modelos SR e CR estão apresentadas nas Figuras 11a a 11d; estes gráficos também mostram

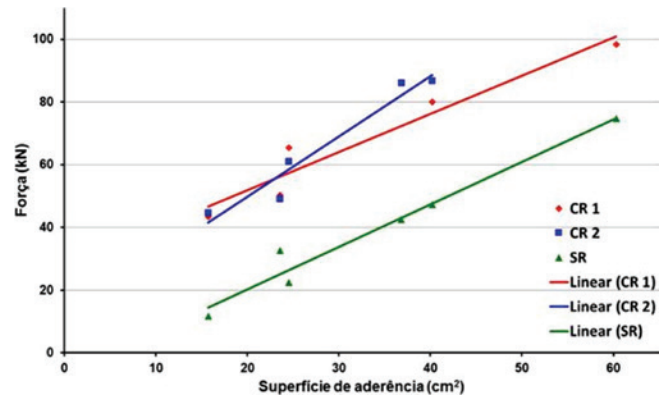


Figura 16 Força máxima-Superfície de aderência, modelos SR e CR

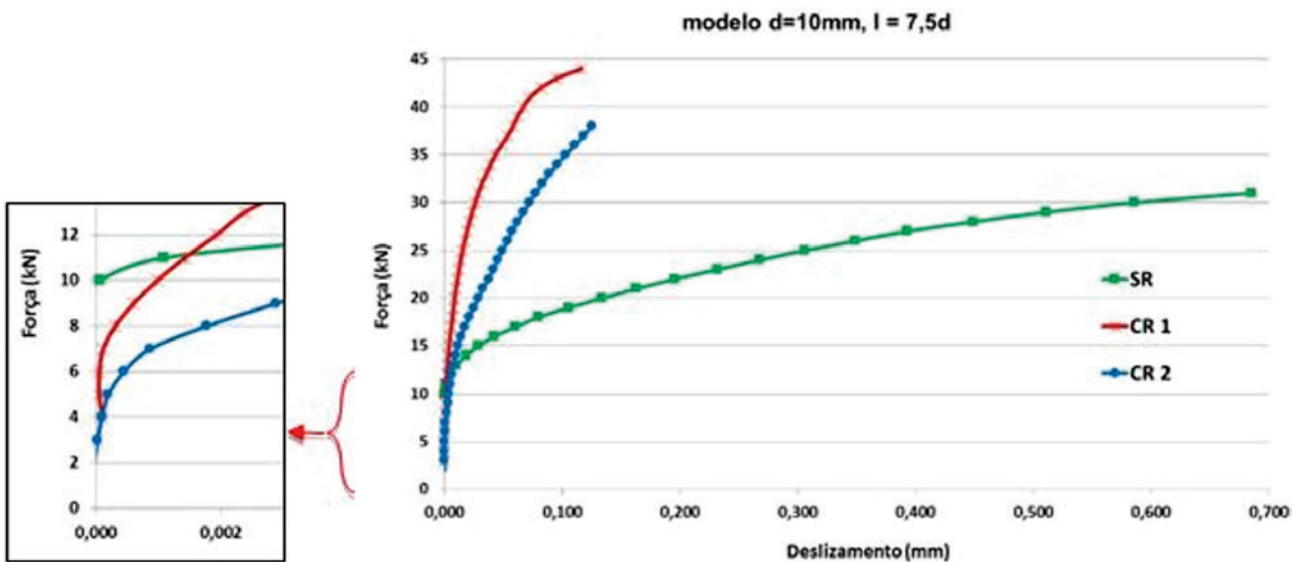


Figura 17 Curvas força-deslizamento, modelos: 10-7,5-0; 10-7,5-1; 10-7,5-2

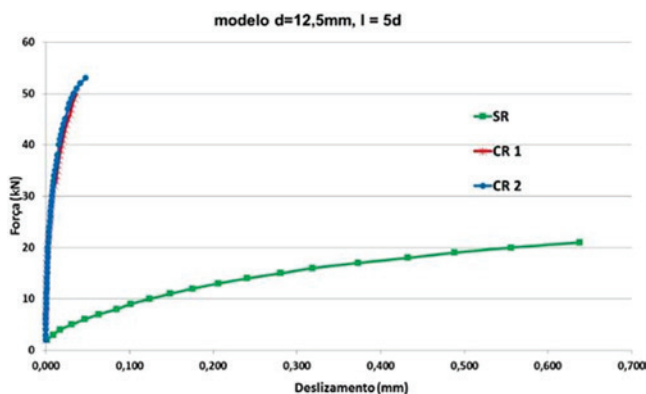


Figura 18 Curvas força-deslizamento, modelos 12,5-5-0; 12,5-5-1; 12,5-5-2

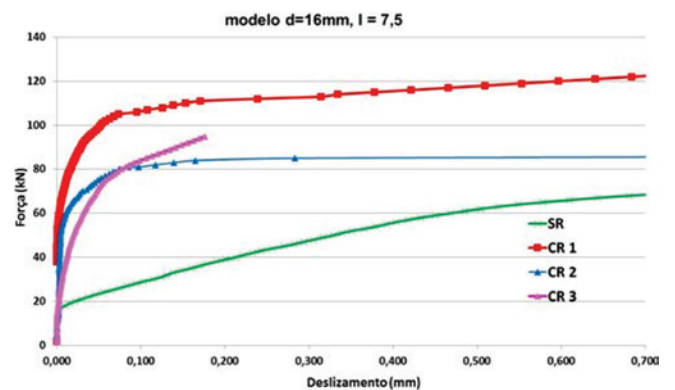
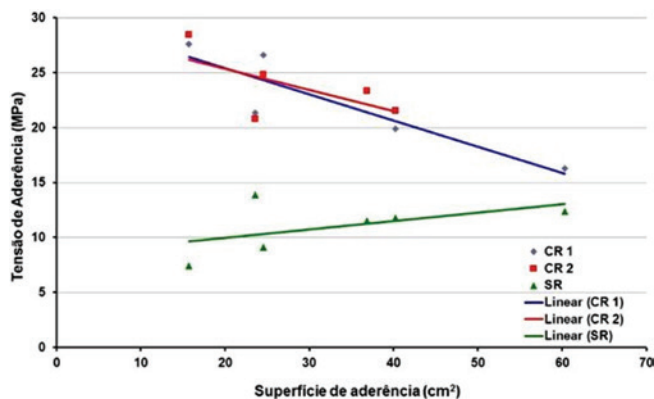
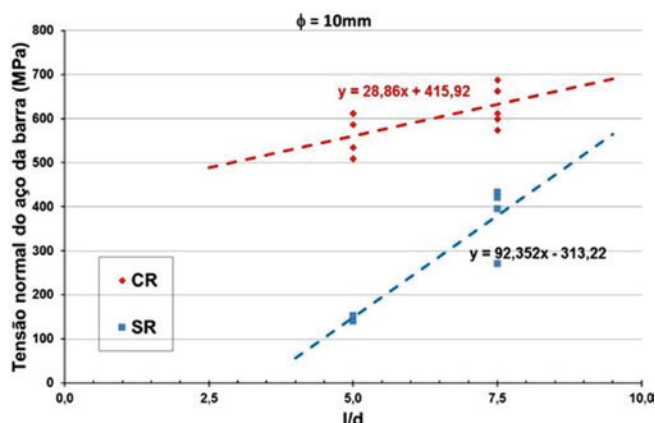


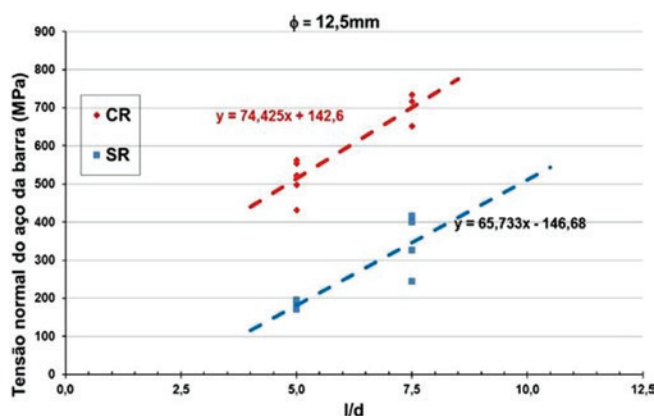
Figura 19 Curvas força-deslizamento, modelos 16-7,5-0; 16-7,5-1; 16-7,5-2; 16-7,5-3



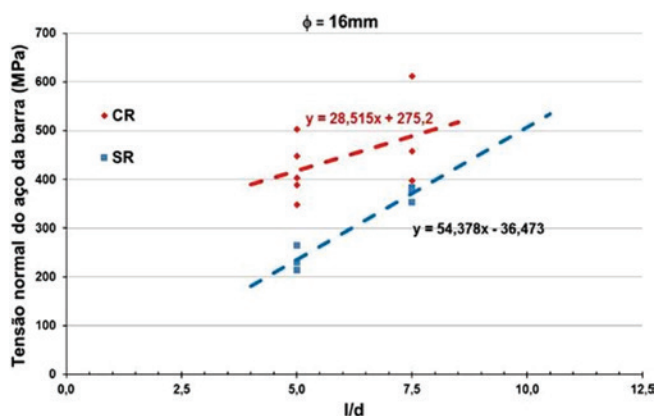
**Figura 20**  
Tensão de aderência-Superfície de aderência, modelos SR e CR



**Figura 21**  
Tensão normal na barra - l / d, modelos d=10mm



**Figura 22**  
Tensão normal na barra - l / d, modelos d=12,5mm



**Figura 23**  
Tensão normal na barra - l / d, modelos d=16mm

a homogeneidade dos resultados. A Tabela 1 apresenta o resumo dos resultados obtidos, considerando o valor médio dos ensaios de três espécimes.

#### 4. Discussão

A influência do comprimento de colagem pode ser vista nos gráficos das Figuras 12 e 13 onde para um mesmo diâmetro de barra, o aumento do comprimento de colagem conduziu a maiores valores de força de adesão e carga última em todos os modelos estudados.

Da mesma forma, a influência do diâmetro da barra pode ser vista nos gráficos das Figuras 14 e 15 onde para um mesmo comprimento de colagem, os valores da força de adesão e da carga última aumentaram quanto maior era o diâmetro da barra, em todos os modelos estudados. Estas constatações podem ser facilmente percebidas através da superfície de aderência, ou seja, a superfície de contato barra-concreto ou barra-resina-concreto, parâmetro único que relaciona o diâmetro da barra e o comprimento de colagem. A Figura 16, que relaciona a força máxima com a superfície de aderência indica que quando aumenta-se a superfície de aderência (diâmetro e comprimento de aderência), aumenta-se a

capacidade resistente última ao arrancamento. Tal fato também foi observado por Gurbuz [2], Souza [4], Felício [5] e Bouazaoui et al [8].

Os gráficos das Figuras 17, 18 e 19 exemplificam, respectivamente, o comportamento dos modelos: d=10mm, l = 7,5d ; d=12,5mm, l = 5d e d=16mm, l = 7,5d. Nestes gráficos verifica-se que a colagem com resina epóxi aumenta a rigidez da ligação aço-concreto e leva a maiores valores de carga última.

A colagem com resina proporciona também o aumento das tensões de aderência, como é possível verificar na coluna Incremento de Resistência da Tabela 1 e no gráfico da Figura 20. Neste gráfico, verifica-se que os modelos com resina possuem maiores valores de tensão de aderência quando comparados aos sem resina, e que os valores desta tensão diminuem com o aumento do diâmetro da barra e com o aumento do comprimento de colagem. Isto parece indicar que na ligação com resina epóxi, pequenos comprimentos já são suficientes para garantir a aderência e que maiores comprimentos talvez não contribuam para o desenvolvimento de tensões ao longo de todo o comprimento colado. Esta constatação também foi feita por Gurbuz [2]. Os valores das tensões de cisalhamento verificados nos ensaios de Fernandes [6] variaram de 16 a 29MPa, portanto, faixa compatível com os valores encontrados por Gurbuz [2].

Nos gráficos das Figuras 15 e 20, que compara os desempenhos dos modelos sem e com resina referentes às espessuras de 1 e 2mm, verifica-se que a variação na espessura da resina não afeta significativamente a capacidade última da ligação.

Com o objetivo de verificar a eficiência da colagem, foram construídos os gráficos apresentados nas Figuras 21 a 23, que relacionam os valores das tensões normais máximas nas armaduras com o valor de  $l/d$ . Essas tensões normais nas armaduras referem-se a  $F_{\max}/d$ , no caso dos modelos sem resina e  $F_{\max}/d_o$  no caso dos modelos com resina. Considerando a tensão limite de escoamento para o aço CA50,  $f_y=500\text{MPa}$ , e entrando-se nas equações das curvas de regressão linear apresentadas tem-se uma possível redução do comprimento de ancoragem da ordem de 67% para a barra de 10mm, 51% para a barra de 12,5mm e 20% para a barra de 16mm.

## 5. Conclusões

Tendo por base a técnica de colagem, os materiais utilizados e a metodologia de ensaios adotados neste estudo, os autores concluem que:

- A parcela da adesão é muito significativa nos modelos CR; nestes modelos os valores dos deslizamentos verificados para as cargas iniciais e médias foram extremamente baixas, quando comparadas com os modelos SR.
- Quanto ao modo de ruptura, todos os modelos SR romperam por arrancamento. Nos modelos CR a ruptura deu-se de forma brusca no concreto, considerado o elo mais fraco da ligação.
- Em todos os modelos – sem resina e com resina - o aumento do diâmetro de barra e do comprimento de colagem conduziram a maiores valores de força de adesão e carga última.
- A colagem com resina epóxi possibilita redução dos comprimentos de ancoragem das barras.
- As vigas apresentaram comportamento significativamente semelhante, apesar de suas configurações de ancoragem serem bastante diferentes. Isto reafirma a eficiência da colagem de barras com resina epóxi, visando a diminuição do comprimento de ancoragem necessário.
- A variação de espessura de resina epóxi de 1mm a 3mm não influenciou significativamente na ruptura, mas ainda requer novos estudos que avaliem o seu comportamento em serviço.
- Sugere-se o desenvolvimento de novas pesquisas que tenham por objetivo avaliar o comprimento de ancoragem de barras coladas com resina epóxi em elementos de concreto submetidos a diferentes esforços.

## 6. Agradecimentos

Esta pesquisa foi realizada no Laboratório de Estruturas da Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ (Brasil). Os autores agradecem o apoio da CAPES, da FAPERJ e da Hilti Brasil.

## 7. Referências bibliográficas

- [1] McVay, M.; Cook, R. A.; and Krishnamurthy, K.. Pullout Simulation of Postinstalled Chemically Bonded Anchors. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 122, No. 9, Sept. 1996, pp. 1016-1024.
- [2] Gurbuz, T.; Ilki, A.. Pullout Performance of Fully and Partially Bonded Retrofit Anchors in Low-Strength Concrete. *ACI Structural Journal*, V. 108, nº1 (2011), pp. 61-70.
- [3] ICC International Code Council. AC308 Post-installed Adhesive Anchors in Concrete Elements, USA, 2014. <http://www.icc-es.org/>.
- [4] Souza, R. H.F. Análise do comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transversal, Lisboa, 1990, Tese (doutorado), Instituto Superior Técnico, 320p.
- [5] Felício, M. D. Eficiência da Ligação Aço-Concreto Utilizando Colagem com Resina Epóxi. Rio de Janeiro, 1995, Dissertação (mestrado), Universidade Federal Fluminense, 159p.
- [6] Fernandes, D.V..Estudo da aderência de barras de aço coladas ao concreto com resina epóxi. Rio de Janeiro, 2011, Dissertação (mestrado), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 160p.
- [7] RILEM, FIP, CEB, 1973, Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton. 1. Essai par flexion (7-II-28D). 2. Essai par traction (7-II-128), Recommandations Provisoires. *Matériaux et Constructions*, (mars – avr), v. 6, n. 32, pp. 96–105.
- [8] Bouzaoui, L.; LI, A. Analysis of steel/concrete interfacial shear stress by means of pull out test. *International Journal of Adhesion & Adhesives* 28. Elsevier. 2008. pp. 101–108.

# Influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength

## *Influência do uso de barras transversais soldadas na aderência aço-concreto celular de baixíssima resistência à compressão*

P. R. N. SOUDAIS<sup>a</sup>  
pierre.engenharia@gmail.com

J. S. CAMACHO<sup>a</sup>  
jef@dec.feis.unesp.br

G. A. PARSEKIAN<sup>b</sup>  
parsekian@ufscar.br

### Abstract

Cellular concrete is a lightweight concrete obtained by aerating agent, which produces air-voids into the mixture. This work deals with bond between cellular concrete and steel rebars. Pull-out tests of 4,2 mm diameter rebars partly immersed into concrete cylinders were made. Concrete unit weight variation and setting of a transverse rebar into the concrete cylinder center constitute the variables of the work. Three types of mixture were prepared: one without aerating agent (with a dry unit weight of 2255 kg/m<sup>3</sup>), and two with different aerating agent rates (with a dry unit weight equal to 1565 and 1510 kg/m<sup>3</sup>). The study revealed the large decrease of bond stress between 4,2 diameter rebars and cellular concrete, due to concrete unit weight reduction. Transverse rebar introduced into concrete cylinder center increased the ultimate pull-out force of the test: the gain of bond produced by the transverse rebar grew up when the cellular concrete unit weight had been reduced. Therefore, special anchorages (not exclusively straight), permitting bond improvement between cellular concrete and rebars could be a solution to improve the mechanical performance of cellular concrete.

**Keywords:** cellular concrete, bond stress, anchoring.

### Resumo

O concreto celular, que se caracteriza por ter um peso próprio reduzido pela incorporação artificial de ar, pode constituir uma alternativa sustentável ao concreto comum nas estruturas de pequeno e médio porte. O presente trabalho trata da avaliação da aderência entre o concreto celular e as barras de aço. Foram realizados ensaios de arrancamento com barras de diâmetro igual a 4,2 mm, parcialmente imersas em corpos-de-prova cilíndricos de concreto. A taxa de agente espumígeno no concreto e a presença ou não de uma barra transversal dentro do cilindro, simulando uma condição mais próxima ao uso de tela de aço, constituem as variáveis da pesquisa. Foram utilizadas três dosagens de concreto, com massa específica aparente de 2255, 1565 e 1510 kg/m<sup>3</sup>. Pelo arrancamento de barras simples de diâmetro igual a 4,2 mm, notou-se o forte decréscimo da tensão de aderência junto com o rebaixamento da massa específica aparente do concreto. A barra transversal permitiu obter um ganho de resistência ao arrancamento da barra longitudinal, que cresceu junto com o rebaixamento da massa específica do concreto celular. Assim, a utilização de ancoragens especiais (não exclusivamente retas), pode se tornar uma solução para melhorar o desempenho mecânico do concreto celular.

**Palavras-chave:** concreto celular, aderência, ancoragem.

<sup>a</sup> Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

## 1. Introduction

In spite of his numerous advantages (e.g. good workability and high compressive strength), conventional reinforced concrete presents a high ratio between unit weight and mechanical strength. This disadvantage increases the structure weight and turns difficult the moving of precast elements. Another disadvantage is the fact that reinforced concrete conducts easily heat and sound, which requires the use of additional materials to insulate residential buildings (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO [1]). The reduction of concrete density permits to limit these disadvantages. According to ABNT NBR 8953:2015 [2], lightweight has a unit weight lower than 2000 kg/m<sup>3</sup>. One way of reducing concrete unit weight is the insertion of air bubbles (ROSSIGNOLO [3]). The air bubble insertion into concrete affects the mechanical strength but increase thermal and acoustic insulation. So for buildings getting low loads and requiring a good thermal and acoustic insulation, lightweight concrete can be an alternative of conventional concrete and used as structural material. Reinforced concrete has a good mechanical behavior because concrete (resisting against compressive stresses) works jointly with steel reinforcement (resisting against tensile stresses). This solidarity is guaranteed by bond acting between the two materials and is equivalent to a stress transfer from steel to concrete (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO [1]). Thus a structural reinforced concrete element has to present as good bond conditions as possible. In this context, this paper reports a study of bond phenomenon (doing pull-out tests) between steel rebars and lightweight concrete (i.e. cellular concrete), in order to assess the structural use of this composite material.

## 2. Literature review

### 2.1 Cellular concrete

ABNT NBR 8953:2015 [2] defines three concrete categories in accordance with the 28 day unit weight: lightweight concrete ( $\gamma_{28} < 2000 \text{ kg/m}^3$ ), conventional concrete ( $2000 \text{ kg/m}^3 < \gamma_{28} < 2800 \text{ kg/m}^3$ ) and heavy concrete ( $\gamma_{28} > 2800 \text{ kg/m}^3$ ). There are three types of lightweight concrete: with lightweight aggregates, without fine aggregates or cellular (ROSSIGNOLO [3]). Despite the fact that first attempts to develop cellular concrete dates from the beginning of the 20<sup>th</sup> century (e.g. Eriksson in Sweden, considered as a forerunner in the field, patented one of his works in 1923), the dissemination of this material into the construction industry became significant only in the 1970s, after the advent of the organic chemistry (FERREIRA [4]). Concerning "aerated" cellular concrete, the porosity can be obtained by two ways. The first way, named "chemical aeration", consists of a reaction between a chemical product (e.g. powdered aluminum or hydrogen peroxide) and the rest of the mixture, creating gas before cement hydration of cement (TEIXEIRA FILHO; TEZUKA [5]). The second way consist in introducing a foaming agent into the mixture. There are two ways of introducing the foaming agent into the mixture. The first way consists in preparing the foaming agent with a specific machine and in adding it into the concrete mixture ("pre-formed foam"). The second way consists in adding the foaming agent directly into the mixer with the other concrete components (TEIXEIRA FILHO; TEZUKA [5]). The autoclave process, which permits to improve the mechanical properties of cellular concrete, sub-

jects the material to specific conditions: temperature between 150 and 160 °C and pressure between 0.6 and 1.2 MPa (PETRUCCI [6]). In this research, the tested cellular concrete was "aerated" but not autoclaved: the aerating agent was diluted into the different mixtures of the research (i.e. the mechanical action of the mixer caused the foam development and so the unit weight reduction). Henceforth the cellular concrete assessed in this research will be simply named "cellular concrete" and the concrete obtained without aerating agent (i.e. the reference concrete) will be named "conventional concrete".

### 2.2 Bond between concrete and rebars

According to Fusco [7], bond is made up of three parts: adhesion bond, friction bond and mechanical bond. Physicochemical bond that appears on the interface between steel and concrete during cement hydration forms an adhesion resistant force (i.e. adhesion bond) that is opposed to the separation of steel and concrete (FUSCO [7]). Once adhesion bond is overstepped, any relative displacement between steel and concrete provokes a resistant friction (on condition that transverse pressures applied on steel exist). These transversal pressures can be caused by transverse compressive stresses provoked by loads, shrinkage or expansion of concrete (LEONHARDT; MÖNNIG [8]). Mechanical bond results from the existence of ribs distributed on steel bars surface, which act like supporting pieces and mobilizing compressive stresses into concrete (FUSCO [7]). In practice is not possible to determine each of the three bond parts separately (FUSCO [7]). Thus, through laboratory tests and for most of the projects, global average bond values are determined: microscopic scale study is not necessary (FUSCO [7]). In this paper the bond values presented are global average values (i.e. including the three parts above presented).

### 2.3 Pull-out tests using lightweight concrete

#### 2.3.1 Piyamaikongdech [9]

Piyamaikongdech [9] studied a cellular concrete containing an aerating agent and glass fibers: the unit weight was equal to 1450 kg/m<sup>3</sup> and the water/cement ratio was equal to 0.44. It should be noted that the material studied by Piyamaikongdech [9] does not include coarse aggregate (contrary to the material studied in this paper). Pull-out tests of steel rebars of 12.7 mm diameter were carried out. According to Piyamaikongdech [9] the maximum bond stresses ( $\tau_{bu}$ ) were between 1.06 MPa (for  $\gamma_{28} = 1388 \text{ kg/m}^3$ ) and 4.11 MPa (para  $\gamma_{28} = 1569 \text{ kg/m}^3$ ).

#### 2.3.2 Oliveira [10]

Oliveira [10] studied bond phenomenon between steel rebar of 10 mm diameter and lightweight concrete. In order to reduce the density of fresh concrete ( $\gamma_0$ ), aerating agent, plastic residues and tire fragments (as partial substitution of coarse aggregates) were used. Varying the coarse aggregate type and setting the water/cement ratio at 0.61, the maximum bond stresses ( $\tau_{bu}$ ) were between 0.84 MPa (for  $\gamma_{28} = 1779 \text{ kg/m}^3$ ) and 1.48 MPa (para  $\gamma_{28} = 1611 \text{ kg/m}^3$ ). As mentioned by Oliveira [10]  $\tau_{bu}$  corresponds to the arithmetic average of two specimens.



### 3. Materials of the research

#### 3.1 Concrete materials

Three mixtures were studied in this research: Mix1 ( $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$ , reference mixture), Mix2 ( $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$ , mixture containing

aerating agent) and Mix3 ( $\gamma_{28} = 1510 \text{ kg/m}^3$ , mixture containing aerating agent). Characterizations of fine aggregate (FA) and coarse aggregate (CA) are presented in Table 1. The cement type used was CP II-Z32, as described by ABNT NBR 11578:1991 [15] (i.e. Portland Cement blended with pozzolan material and presenting a 28-day-old compressive strength at least equal to 32 MPa). The three mixtures of the research contain a water-reducing (high

**Table 1**

Characterization of fine aggregate (FA) and coarse aggregate (CA)

Property	FA	CA
Bulk density according to NBR NM 52:2009 [11] e NBR NM 45:2006 [12] ( $\text{g/cm}^3$ )	1.59	1.48
Maximum characteristic size according to NBR NM 248:2003 [13] (mm)	1.18	9.50
Fineness modulus according to NBR NM 248:2003 [13]	1.79	5.70

**Table 2**

Mixture proportions (Mix 1, Mix 2 and Mix 3)

Components	Ratio (by mass)
Cement: Fine aggre.: Coarse aggre.	1:2.9:2.1
Water / Cement	0.63
Polyp. fibers / Water	0.0023
Admixture / Water	0.0083
MMix1 : M Mix2 : M Mix3	0:1:2

**Note:**  $M_i$  = mass of aerating agent added into the mixture "i"

**Table 3**

Values of  $\gamma_0$  and  $\gamma_{28}$  for Mix1, Mix2 and Mix3 ( $\text{kg/m}^3$ )

Specimen	Mix1		Mix2		Mix3	
	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$
1	2285	2282	1646	1576	1534	1471
2	2171	2180	1636	1560	1582	1528
3	2219	2228	1646	1569	1569	1512
4	2238	2235	1655	1579	1642	1579
5	2305	2308	1642	1557	1557	1487
6	2305	2314	1636	1557	1544	1477
7	2311	2317	1642	1566	1569	1493
8	2209	2209	1633	1563	1525	1458
9	2219	2219	1639	1557	1582	1522
10	-	-	-	-	1614	1553
11	-	-	-	-	1569	1509
12	-	-	-	-	1598	1534
Av.	2251	2255	1642	1565	1574	1510
SD	51	51	7	8	33	36
CV	2.27	2.27	0.41	0.54	2.12	2.35

**Note:** Av. = average ( $\text{kg/m}^3$ ), SD = standard deviation ( $\text{kg/m}^3$ ), CV = coefficient of variation (%)

**Table 4**  
Compressive strength of research concretes at 28 days (MPa)

Specimen	Mix1	Mix2	Mix3
1	25.73	2.48	1.39
2	21.80	2.46	1.58
3	29.81	2.58	1.40
4	26.17	2.65	1.91
5	24.00	2.49	1.74
6	22.08	2.72	1.37
7	-	-	1.40
f <sub>cm</sub>	24.93	2.56	1.54
SD	2.99	0.11	0.21
CV	12.00	4.10	13.74

**Note:** f<sub>cm</sub> = average (MPa), DP = standard deviation (MPa), CV = coefficient of variation (%)

range) admixture made from sulfonated naphthalene and presenting a density equal to 1.19 g/cm<sup>3</sup>. In order to obtain cellular concrete (Mix2 and Mix3), a protein-based aerating agent with a density equal to 1.01 g/cm<sup>3</sup> was used. In order to limit concrete shrinkage effects, polypropylene fibers were added into the three mixtures of the research.

### 3.2 Steel reinforcement

All the reinforcements of the research specimens were made with CA-60 steel rebars (i.e. f<sub>yk</sub> = 600 MPa). All the rebars diameter was equal to 4.2 mm.

### 3.3 Mixture proportions and concrete characterization

Table 2 presents material proportions of the three mixtures of the research (for a total volume of concrete equal to 1.0 m<sup>3</sup>). Mix1 does not include aerating agent whereas Mix2 includes half quantity of aerating agent (compared with Mix3). Characterization specimens of the three mixtures were molded and cured according to the recommendations of ABNT NBR 5738:2015 [16]. Table 3 shows the different values of  $\gamma_0$  e  $\gamma_{28}$  for the three mixtures. Consistency of fresh mixtures was determined following ABNT NBR NM 67:1998 [17] recommendations. Measured slump of Mix1, Mix2 and Mix3 was equal to 140 mm, 215 mm and 260 mm, respectively. The average 28-day-old compressive strength (f<sub>cm</sub>) of each concrete was determined following ABNT NBR 5739:2007 [18] recommendations. Results are presented in Table 4.

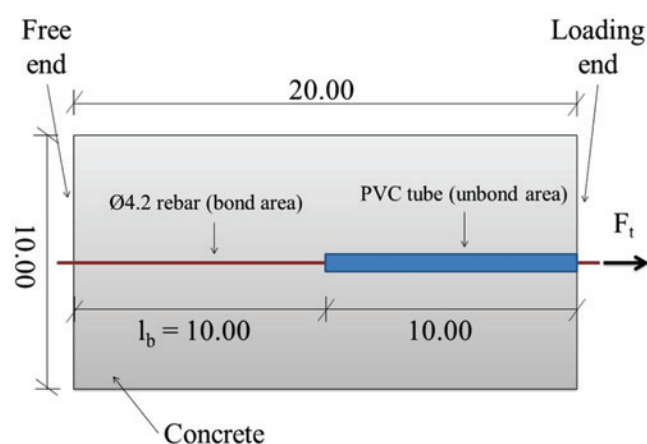
## 4. Experimental program

The carried out experiments consist in pulling-out single steel rebars ("Bar" type specimen) or rebars provided with a welded transverse rebar ("T" type specimen) partially submerged in concrete cylinders. All steel rebars used have a nominal diameter (Ø) equal

to 4.2 mm. Cylinder molding was made following the same procedure of the concrete characterization specimens (see item 3.3). During pull-out tests, tensile force (F<sub>t</sub>) and relative translation between steel and concrete (Δ) were recorded.

### 4.1 « Bar » type specimens

"Bar" type specimen is presented in Figure 1. Steel rebar is partially submerged in a concrete cylinder having a 10.00 cm diameter and a 20.00 cm height. The bond length (l<sub>b</sub>) is equal to 50% of the cylinder height. Remaining part of the rebar located inside the cylinder is separated from concrete through a PVC tube of 10.00 cm length. As recommended by RILEM [19], PVC tube was placed at the loading end of the cylinder (i.e at the zone where bond stresses are significantly increased by the cylinder compression). Twenty-one "Bar" type specimens were molded and the distribution for each mixture is presented in Table 5. Furthermore, in



**Note:** l<sub>b</sub>: bond length; F<sub>t</sub>: pull-out force. All dimensions in cm

**Figure 1**  
"Bar" type specimen (longitudinal section)

**Table 5**  
Description of the research samples

Specimen	Type	Mixture	Quantity (specimens)
AB1	"Bar"	Mix1	6
AT1	"T"		6
AB2	"Bar"	Mix2	9
AT2	"T"		9
AB3	"Bar"	Mix3	6
AT3	"T"		6
AB1-S	"Bar"	Mix1	3*
AT1-S	"T"		3*
AB3-S	"Bar"	Mix3	3*
AT3-S	"T"		3*

**Note:** specimen equipped with two strain gauges (\*)

order to study the steel rebar strain during the test, six specimens were molded and each one of them was equipped with two strain gauges (see Figure 2).

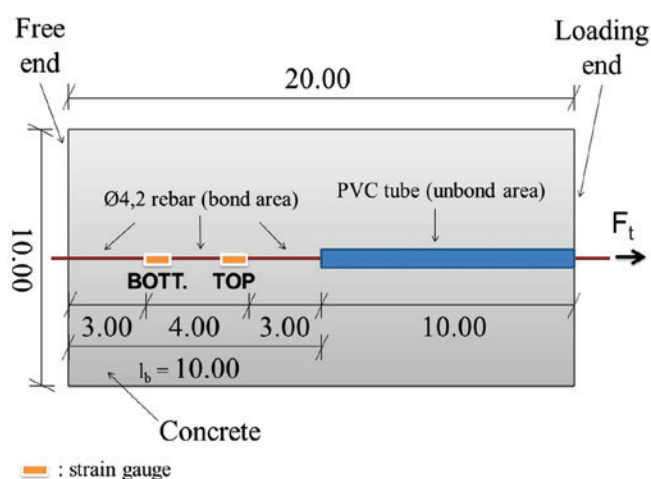
#### 4.2 "T" type specimen

Reinforcement of "T" type specimens was obtained cutting a type 60-CA steel grid presenting a mesh size of 10.00 cm x 10.00 cm. The careful cutting of the grid did not suppress entirely transverse rebars unwanted for the test. Thus, residues of cut rebars are present all along the main rebar of the specimen (see Figure 3). In order to limit the influence of these residues on bond between reinforcement and concrete, the transverse rebar was placed in the middle of the concrete cylinder, in such a way that residues are located at the ends of the cylinder (see Figure 3). Two PVC

tubes of 5.00 cm length placed on both sides of the transverse rebar permitted to get a longitudinal bond length equal to 10.00 cm ( $l_b$ ). Also the PVC tube located close to the loading end of the cylinder (see "PVC A" in Figure 3) limited the influence of cylinder compression on the tensile force ( $F_t$ ) recording. The transverse rebar ( $t_b$ ) has a total length of 9.50 cm. Twenty-one "T" type specimens were molded and the distribution for each mixture is presented in Table 5. Furthermore, in order to study the longitudinal steel rebar strain during the test, six specimens were molded and each one of them was equipped with two strain gauges (see Figure 4).

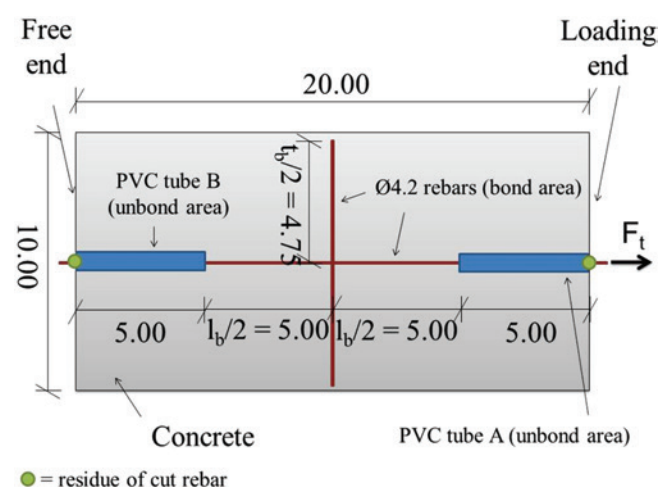
#### 4.3 Specimen nomenclature and sample description

Table 5 describes the ten samples of the resaerch.



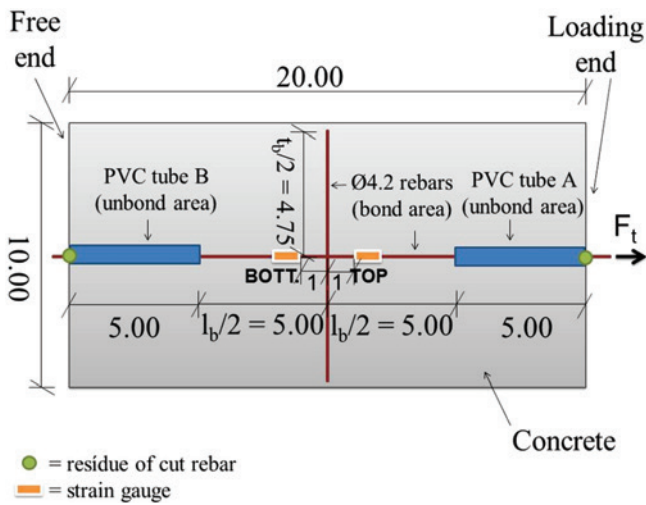
**Note:**  $l_b$ : bond length;  $F_t$ : pull-out force. All dimensions in cm

**Figure 2**  
"Bar" type specimen equipped with strain gauges (longitudinal section)



**Note:**  $l_b$  = longitudinal bond length;  $t_b$  = transversal bond length;  $F_t$  = pull-out force. All dimensions in cm

**Figure 3**  
"T" type specimen (longitudinal section)



Note:  $l_b$  = longitudinal bond length;  $t_b$  = transversal bond length;  $F_t$  = pull-out force. All dimensions in cm

**Figure 4**  
"T" type specimen equipped with strain gauges (longitudinal section)

#### 4.4 Pull-out system

Pull-out tests were carried out using a universal testing machine with a maximum capacity of 1000 kN. Figure 5 presents the different parts of the pull-out system. A load cell with a capacity of 10 tf was used for the pull-out force measurement. The relative translation between the longitudinal steel rebar and the concrete cylinder was measured using a LVDT fixed to the testing machine. All measurements were recorded on a computer using a data acquisition system.

#### 4.5 Calculation of the ultimate bond stress

The ultimate bond stress ( $\tau_{bu}$ ) of the "Bar" type specimens was calculated from the division of the maximum tensile force applied during the test ( $F_{tu}$ ) by the bond area (i.e. the area of the steel rebar which is in contact with the concrete cylinder) and which is equal to  $\pi \cdot \phi \cdot l_b$ :

$$\tau_{bu} = 100 \cdot F_{tu} / (\pi \cdot \phi \cdot l_b) \quad (1)$$

where  $\tau_{bu}$  is the ultimate bond stress (MPa);  $F_{tu}$  is the maximum tensile force (kN);  $\phi$  is the nominal rebar diameter (mm) and  $l_b$  is the bond length (cm).

### 5. Test results and discussion

#### 5.1 Maximum pull-out force ( $F_{tu}$ ) and ultimate bond stress ( $\tau_{bu}$ )

Table 6 and Table 7 present the principal quantitative results of the research. Concerning type "Bar" specimens, reduction of  $\gamma_{28}$  provokes a large decrease of  $F_{tum}$ : there is a decrease of 6.00 kN (92 %) between AB1 and AB2 samples, and one of 6.36 kN (98 %)

between AB1 and AB3 samples. The same observations can be done concerning the ultimate bond stress ( $\tau_{bu}$ ): decrease of 4.54 MPa (92 %) between AB1 and AB2 and decrease of 4.81 MPa (98 %) between AB1 and AB3. The increase of pull-out strength ( $F_{tum}$ ) coming from the transverse rebar insertion into the concrete cylinder becomes larger when  $\gamma_{28}$  decreases: there is an increase of 3.64 kN (56 %) between AB1 and AT1 samples, an increase of 4.91 kN (982 %) between AB2 and AT2 and an increase of 2.83 kN (2021 %) between AB3 and AT3. Concerning AB1-S and AB3-S, strain gauges presence degraded the bond area and made impossible  $l_b$  measurement and so  $\tau_{bu}$  calculation. Thus the quantitative results of AB1-S and AB3-S samples are not considered in this research. Concerning "T" type samples, there is a decrease of only 0.36 kN (4 %) between AT1 and AT1-S and one of 0.41 kN (14 %) between AT3 and AT3-S. Thereby even though strain gauges reduced the bond length ( $l_b$ ), quantitative results of AT1-S and AT3-S samples are considered in this research.

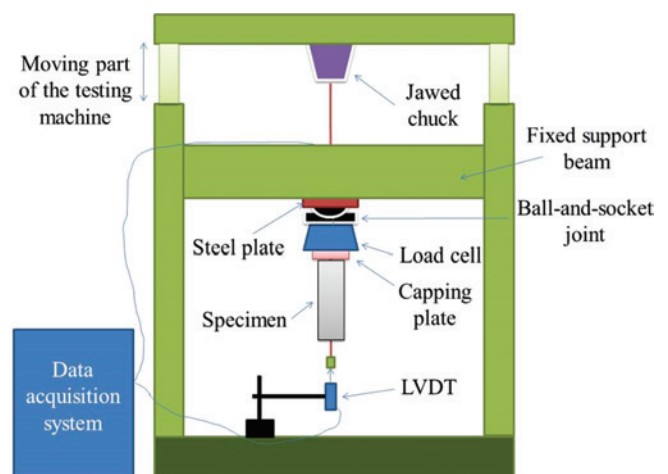
#### 5.2 Failure modes

##### 5.2.1 Failure modes of AB1, AB2 and AB3 samples

For 100 % of AB1, AB2 and AB3 samples, the pull-out test did not provoke concrete cylinder cracking: failure occurred through the rebar translation (Figure 6). Concerning the AB2 sample, three specimens (33 %) failed only with the pre-load (P) necessary to fix the specimen to the testing machine. The same failure mode occurred for 100 % of AB3 sample.

##### 5.2.2 Failure mode of AT1 sample

For 100 % of AT1 sample the failure occurred at the level of the longitudinal rebar, outside the concrete cylinder (Figure 7-a and 7-b) without concrete cracking (Figure 7-c).



Note: drawing out of scale

**Figure 5**  
Schematic drawing of the pull-out system

**Table 6**  
Quantitative results of pull-out tests (part 1/2)

Sample	Spec.	$l_b$ (cm)	$F_{tu}$ (kN)	$F_{tum}$ (kN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bum}$ (MPa)
AB1	1	10.10**	5.38	6.50	2.48	4.92 (CV = 9.65 %)
	(CV = 9.00 %)	4.04	1.58		2.46	
	2	9.94**	6.84		5.22	
	3	10.09**	6.33		4.75	
	4	9.93**	6.90		5.27	
	5	9.94**	6.87		5.24	
AT1	1	10.08**	9.84	10.14 (CV = 2.23 %)	-	-
	2	10.11**	10.13		-	
	3	10.07**	9.95		-	
	4	10.37**	10.48		-	
	5	10.07*	10.21		-	
	6	10.09**	10.24		-	
AT1-S	1	10.15*	9.68	9.78 (CV = 2.48 %)	-	-
	2	10.10*	9.61		-	
	3	10.14*	10.06		-	
AB2	1	9.99**	0.29	0.50 (CV = 63.69 %)	0.22	0.38 (CV = 63.49 %)
	2	10.00**	0.91		0.69	
	3	9.95**	0.43		0.33	
	4	10.04**	0.86		0.65	
	5	10.07**	0.86		0.65	
	6	10.02**	0.44		0.33	
	7	10.06**	0.09		0.07	
	8	10.05**	0.55		0.41	
	9	10.00**	0.09		0.07	
AT2	1	10.11*	5.25	5.41 (CV = 6.54 %)	-	-
	2	10.02*	5.03		-	
	3	10.14*	5.53		-	
	4	10.10*	5.54		-	
	5	10.08*	5.55		-	
	6	10.16*	5.39		-	
	7	9.91**	4.83		-	
	8	10.01*	6.07		-	
	9	10.16*	5.54		-	

**Note:**  $l_b$  = bond length;  $F_{tu}(m)$  = ultimate pull-out force (average);  $\tau_{bu}(m)$  = ultimate bond strength (average); CV = coefficient of variation. Bond length ( $l_b$ ) measured on the rebar before the test (\*) or on the concrete after the test and cylinder splitting (\*\*)

**Table 7**  
Quantitative results of pull-out tests (part 2/2)

Sample	Spec.	$l_b$ (cm)	$F_{tu}$ (kN)	$F_{tum}$ (kN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bum}$ (MPa)
AB3	1	9.81**	0.09	0.14 (CV = 87.48 %)	0.07	0.11 (CV = 84.20 %)
	2	10.03**	0.09		0.07	
	3	10.00**	0.09		0.07	
	4	10.11*	0.09		0.07	
	5	9.95**	0.09		0.07	
	6	9.98**	0.39		0.29	
AT3	1	10.14*	2.81	2.97 (CV = 6.58 %)	-	-
	2	9.86**	2.88		-	
	3	10.07*	3.15		-	
	4	10.15*	2.82		-	
	5	10.00*	3.27		-	
	6	10.08**	2.86		-	
AT3-S	1	10.10**	2.83	2.56 (CV = 10.96 %)	-	-
	2	10.01**	2.27		-	
	3	10.07**	2.59		-	

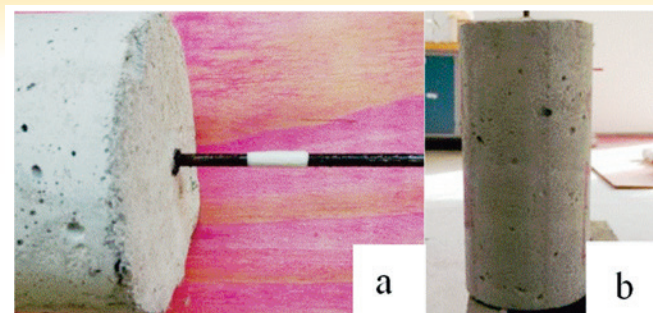
**Note:**  $l_b$  = bond length;  $F_{tu}(m)$  = ultimate pull-out force (average);  $\tau_{bu}(m)$  = ultimate bond strength (average); CV = coefficient of variation. Bond length ( $l_b$ ) measured on the rebar before the test (\*) or on the concrete after the test and cylinder splitting (\*\*)

### 5.2.3 Failure modes of AT2 and AT3 samples

Concerning the AT2 sample, seven specimens (78 %) failed through the longitudinal rebar translation and the transverse rebar bending (Figure 8-a and 8-b), which provoked longitudinal and transverse cracking of the concrete cylinder (Figure 8-c). For 22 % of the same sample (i.e. two specimens) the failure occurred at the level of the weld between the longitudinal and transverse rebars (Figure 8-d and 8-e) without concrete cracking (Figure 8-f). Concerning the AT3 sample, six specimens (100 %) failed through the longitudinal rebar translation and the transverse rebar bending (Figure 9-a and 9-b), which also provoked longitudinal and transverse cracking of the concrete cylinder (Figure 9-c). Specimens of AT3 presented a lower transverse rebar bending than specimens of AT2 (compare Figure 8-b with Figure 9-b), which confirms the pull-out strength reduction of the transverse rebar when  $\gamma_{28}$  decreases (i.e. when the aerating agent ratio of the mixture increases).

### 5.2.4 Failure mode of AT1-S sample

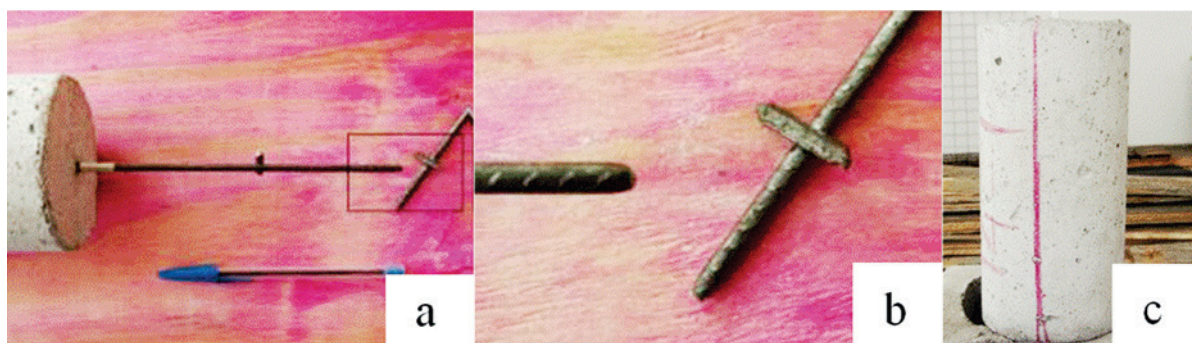
For 100 % of AT1-S sample (i.e. three specimens), the failure oc-



Note: translation of the rebar (a) without concrete cracking (b)

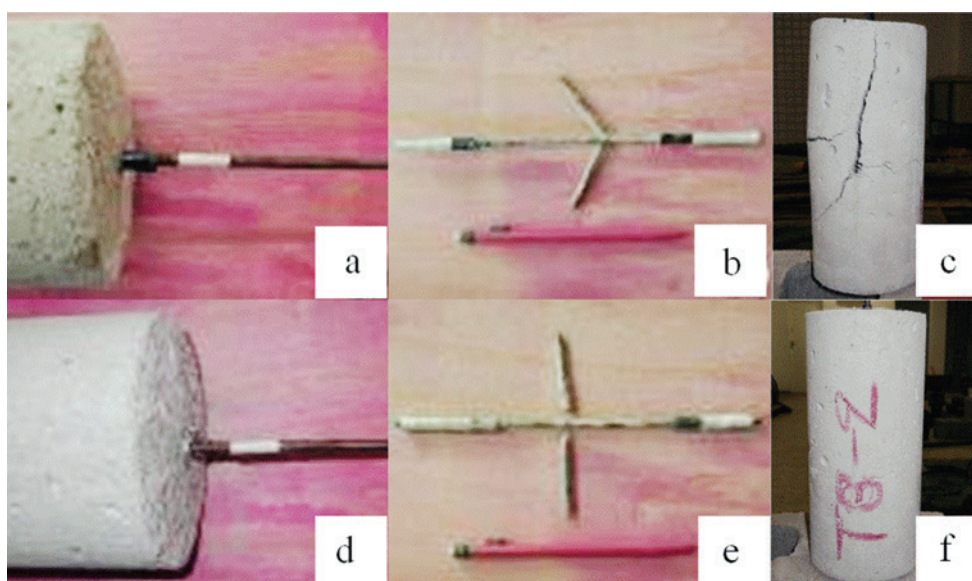
Figure 6  
Failure mode of AB1, AB2 and AB3 samples

curred at the level of the weld between the longitudinal and transverse rebars (Figure 10-b) and not outside the concrete cylinder such as AT1 sample specimens (Figure 7-a e 7-b). As indicated in Figure 10-c, it is notable that cylinders did not crack: this situation is the same of AT1 sample (see Figure 7-c).



Note: failure of the longitudinal rebar outside the concrete cylinder (a, b) without concrete cracking (c)

Figure 7  
Failure mode of AT1 sample



Note: for 78% of the sample, longitudinal rebar translation and transverse rebar bending (a, b) with longitudinal and transverse cracking of concrete (c). For 22 % of the sample, failure at the level of the weld between the longitudinal and transverse rebars (d, e), without concrete cracking (f)

Figure 8  
Failure modes of AT2 sample

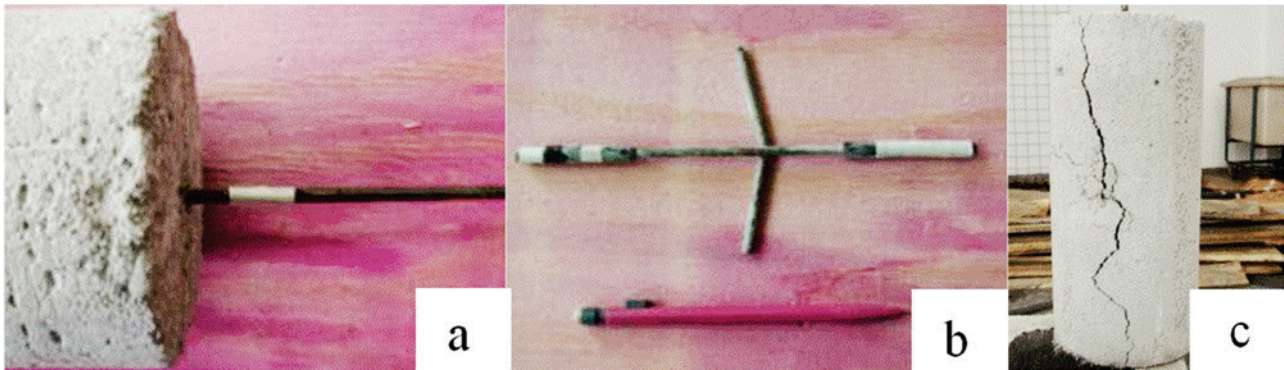
### 5.2.5 Failure mode of AT3-S sample

For 100 % of AT3-S sample (three specimens) the failure mode was identical to the one of AT3 sample: the failure occurred through the longitudinal rebar translation and the transverse rebar bending (Figure 11-a and 11-b). Also, such as AT3 sample specimens,

specimens of AT3-S sample cracked longitudinally and transversally (Figure 11-c).

### 5.3 $F-\Delta$ diagrams

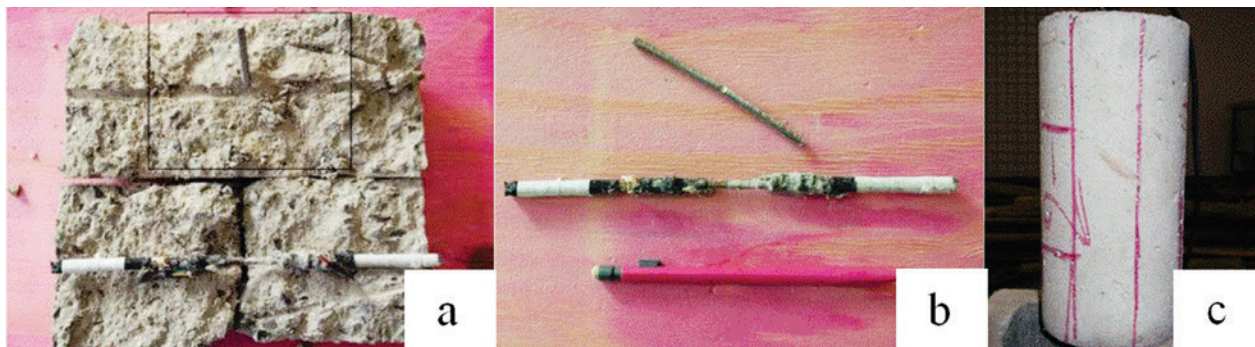
Diagrams of Figure 12 show the evolution of the tensile force ap-



Note: longitudinal rebar translation and transverse rebar bending (a, b) with longitudinal and transverse cracking of concrete (c)

Figure 9

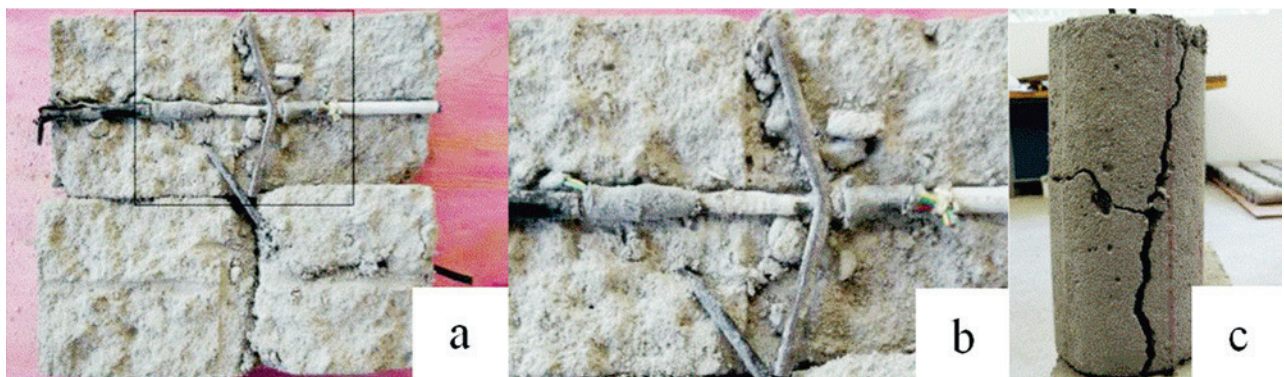
Failure mode of AT3 sample



Note: failure at the level of the weld between the longitudinal and transverse rebars (a, b), without concrete cracking (c)

Figure 10

Failure mode of AT1-S sample



Note: longitudinal rebar translation and transverse rebar bending (a, b) with longitudinal and transverse cracking of concrete (c)

Figure 11

Failure mode of AT3-S sample

plied during the test ( $F_t$ ) in function of the longitudinal rebar translation ( $\Delta$ ) and the sample type. Each diagram corresponds to arithmetic average values.

### 5.3.1 $F_t$ - $\Delta$ diagrams of AB1, AB2 and AB3 samples

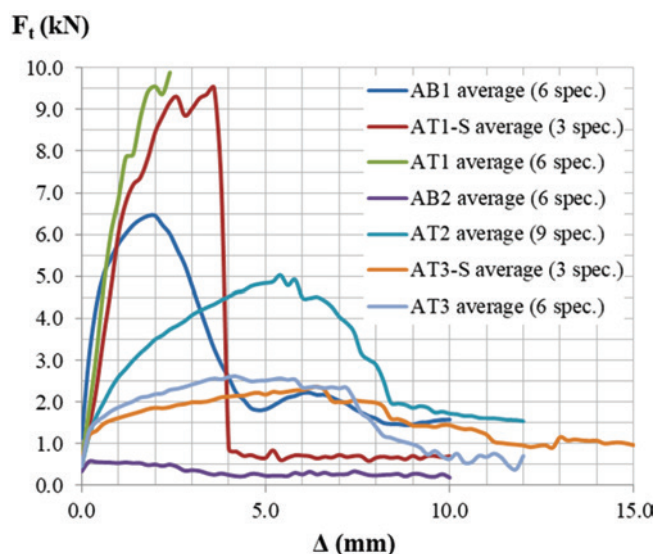
The diagram of AB1 sample is typical of a failure by translation of a rebar into concrete: there is a slight decrease of the curve after the maximum tensile force ( $F_{tu}$ ). This failure mode is coherent with visual observations made after the research tests (see item 5.2.1). The average diagram of AB2 sample confirms the large bond strength decrease noticed from the quantitative results of the study (see item 5.1). For 100 % of AB3 sample (i.e. six specimens) the translation of the rebar started immediately after the application of the pre-load (P), making impossible to obtain the average diagram.

### 5.3.2 $F_t$ - $\Delta$ diagrams of AT1 and AT1-S samples

For 100 % of AT1 sample (i.e. six specimens) the failure occurred at the level of the longitudinal rebar, outside the concrete cylinder (see item 5.2.2). The LVDT offset from the longitudinal specimen axis (provoked by the sudden failure of the longitudinal rebar) did not enable to elaborate the complete average diagram of the AT1 sample. Thus the diagram is presented only until the maximum tensile force applied ( $F_{tu}$ ). Concerning AT1-S, even though failure was brittle for 100 % of the specimens (i.e. failure occurred at the level of the weld between the longitudinal and transverse rebars, see item 5.2.4), the LVDT offset from the longitudinal specimen axis did not happen and data were recorded until the end of the tests. Thus the complete average  $F_t$ - $\Delta$  diagram of AT1-S sample is presented in Figure 12. It should be noted that AT1 and AT1-S diagrams are relatively similar until  $F_{tu}$  values. So even though strain gauges of AT1-S sample reduced the longitudinal bond length, they did not alter significantly the quantitative results of this sample.

### 5.3.3 $F_t$ - $\Delta$ diagrams of AT2 and AT3 samples

For 78 % of AT2 sample (i.e. seven specimens) failure occurred by concrete cracking provoked by the translation of longitudinal and transverse rebars though the concrete cylinder (see item 5.2.3). For two specimens (22 %) failure occurred at the level of the weld



**Figure 12**  
 $F_t$ - $\Delta$  diagrams

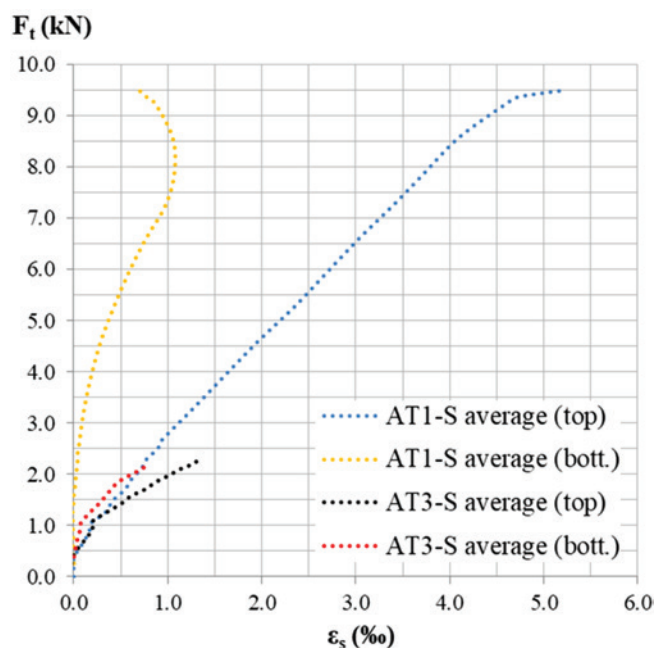
between the longitudinal and transverse rebars (see item 5.2.3). Consequently the average diagram of AT2 sample of Figure 12 is more representative of the failure mode provoked by concrete cracking (78 % of the cases) than the one provoked by the weld break. Comparing the average diagram of AT2 sample with the one of AT1 sample, it should be noted that exists a large decrease of  $F_{tu}$  (maximum force) and an increase of  $\Delta_u$  (rebar translation value corresponding to  $F_{tu}$ ) which reveals the bond strength and concrete stiffness decrease when aerating agent is added into the mixture. For 100 % of AT3 sample (i.e. six specimens) the failure mode was also provoked by concrete cracking. Comparing the average diagram of AT3 sample with the one of AT2 sample, it should be noted that exists a decrease of  $F_t$ , which reveals the decrease of the bond strength when the aerating agent ratio added into the mixture increases.

### 5.3.4 $F_t$ - $\Delta$ diagrams of AT3-S samples

For 100 % of AT3-S sample (i.e. three specimens) the failure occurred (like for AT3 sample) by concrete cracking provoked by the translation of longitudinal and transverse rebars though the concrete cylinder. The relative similarity between AT3-S and AT3 average diagram shows that even though strain gauges of AT3-S sample reduced the longitudinal bond length, they did not alter significantly the quantitative results of this sample. This observation is coherent with the ones of items 5.1 and 5.2.5.

## 5.4 Steel rebar strain

Figure 13 presents the evolution of the tensile force applied during the test ( $F_t$ ) in function of the normal strain of the longitudinal rebar ( $\epsilon_s$ ) and sample type. Obtained diagrams correspond to average values. It should be noted that strain gauges of one AT1-S specimen disconnected from the data acquisition system during the test, so  $F_t$ - $\epsilon_s$  diagram of AT1-S sample was obtained from only



**Note:** top = top strain gauge; bott. = bottom strain gauge.  
See Figure 4 for strain gauge locations

**Figure 13**  
 $F_t$ - $\epsilon_s$  diagrams



two specimens (against three for AT3-S sample). Figure 13 permits to compare AT1-S and AT3-S longitudinal rebar strain evolution: it should be noted that the difference between the maximum strain value of top strain gauge and the one of the bottom strain gauge decreases when  $\gamma_{28}$  is reduced (about 4 ‰ for AT1-S and about 0.5 ‰ for AT3-S). Also for the same value of  $F_t$ , strain gauges of AT3-S sample present higher  $\epsilon_s$  values than the ones of AT1-S sample, which confirms the stiffness decrease of concrete when  $\gamma_{28}$  is reduced.

## 6. Conclusions

Bond phenomenon between cellular concrete and steel rebar was investigated through pull-out tests. Main results and comments of this study are summarised by the following conclusions.

Between  $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$  (reference concrete) and  $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$  (cellular concrete) the ultimate bond stress underwent a 92 % decrease and between  $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$  (reference concrete) and  $\gamma_{28} = 1510 \text{ kg/m}^3$  (cellular concrete) the ultimate bond stress decrease was equal to 98 %. Compared with reference concrete these results revealed the influence of the aerating agent in the large bond decrease between 4.2 mm diameter steel rebars and cellular concrete. Thus for structural applications of cellular concrete, thorough bond phenomenon study with steel reinforcement is an indispensable matter.

Concerning the anchoring system used, the transversal rebar permitted an increase of the maximum pull-out force ( $F_{\text{tum}}$ ) when  $\gamma_{28}$  was reduced. For  $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$  (reference concrete) the transverse rebar permitted a  $F_{\text{tum}}$  increase of 56 %, for  $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$  (cellular concrete) the  $F_{\text{tum}}$  increase was equal to 982 % and for  $\gamma_{28} = 1510 \text{ kg/m}^3$  (cellular concrete) the  $F_{\text{tum}}$  increase was equal to 2021 %. In accordance with the concrete type, the transverse rebar presence changed the failure mode of the different tested specimens: rebar failure outside the concrete cylinder (for the reference concrete) and, in most of the cases, pull-out of the reinforcement without steel failure (for concrete cellular). The different failure modes observed between reference concrete and cellular concrete limit the following conclusion to cellular concrete only: the bond gain provoked by the transverse rebar increases when  $\gamma_{28}$  is reduced.

Thus this research revealed that special anchorages (not exclusively straight) like, for example, transverse rebar, have a better mechanical behaviour (i.e. a higher bond strength gain) as soon as the concrete density decreases (i.e. as soon as the aerating agent ratio of the mixture increases).

This above conclusion incites the utilization of special anchorages (e.g. steel grid) in structural cellular concrete elements in order to improve the weak bond strength provided by straight rebars into cellular concrete.

## 7. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge Gethal © for the material providing and their financial support. Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) is also gratefully acknowledged for the grant allocated to the first mentioned author.

## 8. References

- [1] CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2003. 3. ed. São Carlos: Ed. UFSCar, 2007. 368 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8953: concrete for structural use - density, strength and consistence classification. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 3 p.
- [3] ROSSIGNOLO, J. A. Concreto leve estrutural: produção, propriedades, microestruturas e aplicações. São Paulo: Pini, 2009. 144 p.
- [4] FERREIRA, O. A. R. Concretos celulares espumosos. São Paulo: Departamento de Engenharia Construção Civil da EPUSP, 1987. 20 p. Boletim técnico.
- [5] TEIXEIRA FILHO, F. J.; TEZUKA, Y. Considerações sobre algumas propriedades dos concretos celulares espumosos. São Paulo: Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1992. 29 p. Boletim técnico.
- [6] PETRUCCI, E. G. R. Concreto de cimento Portland. 5. ed. Porto Alegre: Globo, 1978. 307 p.
- [7] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.
- [8] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto, volume 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Tradução de: David Fridman. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 336 p.
- [9] PIYAMAİKONGDECH, A. Ductile lightweight concrete for lightweight structural application. 2007. 183 f. Thesis (Master of Science) - Faculty of the Graduate School, University of Texas, Arlington, 2007.
- [10] OLIVEIRA, K. R. de S. Aderência da armadura ao concreto leve com adição de resíduos. 2006. 198 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2006.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 52: fine aggregate - determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 6 p.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 45: aggregates - determination of the unit weight and air-void contents. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 8 p.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 248: aggregates - sieve analysis of fine and coarse aggregates. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 6 p.
- [14] LIMA, T. L. Estudo das propriedades físicas e mecânicas do concreto celular estrutural. 2015. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015. Dissertação em andamento.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 11578: Portland composite cement - specification. Rio de Janeiro: ABNT, 1991. 5 p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5738: concrete - procedure for molding and curing concrete test specimens. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 9 p.

- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 67: concrete - slump test for determination of the consistency. Rio de Janeiro: ABNT, 1998. 8 p.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5739: concrete - compression test of cylindrical specimens - method of test. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 9 p.
- [19] Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions – RILEM. Recommendation RILEM/CEB/FIP RC 6: essais portant sur l'adhérence des armatures du béton. 2. Essai par traction. [s.l.]: [s.n.], 1978. 5 p.
- [20] SOUDAIS, P. R. N. Estudo da aderência entre o concreto celular e as barras de aço. 2014. 312 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira-SP, 2014.

# Influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength

## *Influência do uso de barras transversais soldadas na aderência aço-concreto celular de baixíssima resistência à compressão*

P. R. N. SOUDAIS<sup>a</sup>  
pierre.engenharia@gmail.com

J. S. CAMACHO<sup>a</sup>  
jef@dec.feis.unesp.br

G. A. PARSEKIAN<sup>b</sup>  
parsekian@ufscar.br

### Abstract

Cellular concrete is a lightweight concrete obtained by aerating agent, which produces air-voids into the mixture. This work deals with bond between cellular concrete and steel rebars. Pull-out tests of 4,2 mm diameter rebars partly immersed into concrete cylinders were made. Concrete unit weight variation and setting of a transverse rebar into the concrete cylinder center constitute the variables of the work. Three types of mixture were prepared: one without aerating agent (with a dry unit weight of 2255 kg/m<sup>3</sup>), and two with different aerating agent rates (with a dry unit weight equal to 1565 and 1510 kg/m<sup>3</sup>). The study revealed the large decrease of bond stress between 4,2 diameter rebars and cellular concrete, due to concrete unit weight reduction. Transverse rebar introduced into concrete cylinder center increased the ultimate pull-out force of the test: the gain of bond produced by the transverse rebar grew up when the cellular concrete unit weight had been reduced. Therefore, special anchorages (not exclusively straight), permitting bond improvement between cellular concrete and rebars could be a solution to improve the mechanical performance of cellular concrete.

**Keywords:** cellular concrete, bond stress, anchoring.

### Resumo

O concreto celular, que se caracteriza por ter um peso próprio reduzido pela incorporação artificial de ar, pode constituir uma alternativa sustentável ao concreto comum nas estruturas de pequeno e médio porte. O presente trabalho trata da avaliação da aderência entre o concreto celular e as barras de aço. Foram realizados ensaios de arrancamento com barras de diâmetro igual a 4,2 mm, parcialmente imersas em corpos-de-prova cilíndricos de concreto. A taxa de agente espumígeno no concreto e a presença ou não de uma barra transversal dentro do cilindro, simulando uma condição mais próxima ao uso de tela de aço, constituem as variáveis da pesquisa. Foram utilizadas três dosagens de concreto, com massa específica aparente de 2255, 1565 e 1510 kg/m<sup>3</sup>. Pelo arrancamento de barras simples de diâmetro igual a 4,2 mm, notou-se o forte decréscimo da tensão de aderência junto com o rebaixamento da massa específica aparente do concreto. A barra transversal permitiu obter um ganho de resistência ao arrancamento da barra longitudinal, que cresceu junto com o rebaixamento da massa específica do concreto celular. Assim, a utilização de ancoragens especiais (não exclusivamente retas), pode se tornar uma solução para melhorar o desempenho mecânico do concreto celular.

**Palavras-chave:** concreto celular, aderência, ancoragem.

<sup>a</sup> Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil.

## 1. Introdução

Apesar de suas numerosas vantagens (boa trabalhabilidade no estado fresco e boa resistência à maioria das solicitações no estado endurecido, entre outros), o concreto armado convencional apresenta como principal desvantagem o fato de ter uma elevada relação entre massa específica e resistência, o que aumenta o peso próprio das estruturas e dificulta o manuseio de elementos pré-fabricados. Outra desvantagem do concreto armado convencional é que ele é bom condutor de calor e som, o que exige a combinação com materiais adicionais para melhorar o desempenho térmico e acústico quando aplicado em edificações (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO [1]). A redução da densidade do concreto permite limitar essas desvantagens. Conforme as indicações da ABNT NBR 8953:2015 [2], o concreto é dito leve quando a sua massa específica é inferior a  $2000 \text{ kg/m}^3$ . Uma das maneiras de aumentar a leveza do concreto é substituir uma parte dos materiais sólidos por ar (ROSSIGNOLO [3]). A incorporação de ar nos concretos leves afeta a resistência mecânica do material, mas aumenta o seu desempenho como isolante térmico e acústico. Por isso, no caso de edificações recebendo poucos esforços na estrutura e necessitando uma boa isolamento térmica e acústica (caso, por exemplo, das casas e dos edifícios residenciais baixos), os concretos leves podem ter uma utilização estrutural e tornar-se uma alternativa ao concreto armado convencional. O concreto armado tem um bom desempenho estrutural, pois o concreto (resistente à compressão) trabalha solidariamente junto com o aço (resistente à tração). Essa solidariedade é garantida pela existência da aderência entre os dois materiais, equivalente à transmissão do esforço resistido pelo aço para o concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO [1]). Para ter uma função estrutural, um elemento em concreto armado deve, portanto, ter as melhores condições de aderência possíveis entre o aço e o concreto (convencional ou leve). Neste contexto, estudar o fenômeno de aderência (realizando ensaios de arrancamento) entre armaduras de aço e um tipo de concreto leve (nesta pesquisa, o concreto celular) para avaliar a utilização estrutural do material composto obtido é relevante.

## 2. Revisão bibliográfica

### 2.1 Concreto celular

A ABNT NBR 8953:2015 [2] define três categorias de concreto segundo a massa específica aos 28 dias ( $\gamma_{28}$ ): o concreto leve ( $\gamma_{28} < 2000 \text{ kg/m}^3$ ), o concreto normal ( $2000 \text{ kg/m}^3 < \gamma_{28} < 2800 \text{ kg/m}^3$ ) e o concreto pesado ( $\gamma_{28} > 2800 \text{ kg/m}^3$ ). O concreto leve pode ser de três tipos: com agregados leves, sem finos ou celular (ROSSIGNOLO [3]). Apesar de as primeiras tentativas de elaboração de concretos celulares datarem do início do século XX (por exemplo, Eriksson na Suécia, considerado como precursor na área, patenteou um dos seus trabalhos em 1923), a disseminação do material na construção civil se tornou consequente apenas a partir da década de setenta, após o aprimoramento da química orgânica (FERREIRA [4]). Para os concretos celulares ditos “aerados”, a porosidade pode ser obtida de duas maneiras. A primeira, chamada de “aeração química”, pela reação entre os componentes da argamassa e um componente químico (por exemplo, pó de alumínio ou água oxigenada) geran-

do gases na mistura antes da pega do cimento (TEIXEIRA FILHO; TEZUKA [5]). A segunda, pela incorporação de um agente espumígeno na mistura. A incorporação do agente espumígeno na mistura também pode ser feito de duas formas. A primeira, preparando a espuma em equipamento específico e incorporado ela na mistura do concreto já pronta (“espuma pré-formada”). A segunda, gerando a espuma junto com os componentes do concreto, pela ação mecânica do misturador (TEIXEIRA FILHO; TEZUKA [5]). O processo de cura dito de autoclavagem permite melhorar as características mecânicas e reduzir a retração dos concretos celulares, através da submissão do material a condições especiais: temperatura entre  $150 \text{ }^\circ\text{C}$  e  $160 \text{ }^\circ\text{C}$ , pressão entre 0,6 e 1,2 MPa (PETRUCCI [6]). Neste trabalho, o concreto celular utilizado é do tipo “aerado” com agente espumígeno diluído na água das misturas (a espuma foi gerada pela ação mecânica do misturador), não autoclavado. Daqui por diante esse concreto será denominado de “concreto celular”. O concreto que não tem o agente espumígeno será denominado de “concreto convencional”.

### 2.2 Conceito de aderência

Segundo Fusco [7], a aderência é composta por três parcelas: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica. As ligações físico-químicas que se estabelecem na interface do aço e do concreto durante as reações de pega do cimento criam uma força resistente de adesão (aderência por adesão) que se opõe à separação dos dois materiais (FUSCO [7]). Uma vez rompida a adesão, para o menor deslocamento relativo, aparece uma resistência de atrito entre o aço e o concreto, desde que existam pressões transversais às armaduras. Essas pressões transversais podem ser causadas por tensões de compressão transversais devidas às cargas, pela retração ou pela expansão do concreto (LEONHARDT; MÖNNIG [8]). A aderência mecânica é decorrente da presença das nervuras na superfície das barras de aço, funcionando como peças de apoio e mobilizando tensões de compressão no concreto (FUSCO [7]). Na prática não é possível determinar cada uma das parcelas isoladamente (FUSCO [7]). Desse modo, por meio de ensaios, são determinados valores médios globais de aderência, que são suficientes para efeito de projeto, não havendo necessidade de um estudo em escala microscópica (FUSCO [7]). Nesta pesquisa foram determinados valores médios globais de aderência.

### 2.3 Ensaios de aderência com concretos leves

#### 2.3.1 Piyamaikongdech [9]

Piyamaikongdech [9] desenvolveu um tipo de concreto celular a base de agente espumígeno e fibras de vidro, de massa específica teórica igual a  $1450 \text{ kg/m}^3$  e de relação água/cimento em massa valendo 0,44. É importante mencionar que o concreto desenvolvido pelo autor não contém agregado graúdo, ao contrário do concreto desenvolvido nesta pesquisa. Ensaios de arrancamento de barras de aço de diâmetro de 12,7 mm foram realizados. Conforme mencionado pelo autor, as tensões últimas de aderência ( $\tau_{bu}$ ) obtidas vão de 1,06 MPa (para  $\gamma_{28} = 1388 \text{ kg/m}^3$ ) até 4,11 MPa (para  $\gamma_{28} = 1569 \text{ kg/m}^3$ ).

### 2.3.2 Oliveira [10]

Oliveira [10] estudou o fenômeno de aderência entre barras de aço de diâmetro 10 mm e concretos leves especiais. Para redução da massa específica do concreto no estado fresco ( $\gamma_0$ ), foi utilizado, além de um agente espumígeno, resíduos plásticos e raspa de

pneu como substituição parcial do agregado graúdo. Variando o tipo de agregado e fixando a relação água/cimento em massa (0,61), as tensões últimas de aderência ( $\tau_{bu}$ ) encontradas vão de 0,84 MPa (para  $\gamma_0 = 1779 \text{ kg/m}^3$ ) até 1,48 MPa (para  $\gamma_0 = 1611 \text{ kg/m}^3$ ), sendo que  $\tau_{bu}$  corresponde à média aritmética de dois corpos-de-prova, conforme apresentado por Oliveira [10].

**Tabela 1**

Caracterização dos agregados miúdo (AM) e graúdo (AG)

Característica	AM	AG
Massa específica aparente conforme NBR NM 52:2009 [11] e NBR NM 45:2006 [12] ( $\text{g/cm}^3$ )	1,59	1,48
Dimensão máxima característica conforme NBR NM 248:2003 [13] (mm)	1,18	9,50
Módulo de finura conforme NBR NM 248:2003 [13]	1,79	5,70

**Tabela 2**

Traços da pesquisa (Tr1, Tr2 e Tr3)

Componentes	Relação (em massa)
Cimento:Agr. miúd.:Agr. gra.	1:2,9:2,1
Água / Cimento	0,63
Fibras polip. / Água	0,0023
Aditivo plast. / Água	0,0083
MTr1: MTr2: MTr3	0:1:2

**Note:**  $M_{in}$  = massa de agente espumígeno no traço Tri

**Tabela 3**

Valores de  $\gamma_0$  e  $\gamma_{28}$  para Tr1, Tr2 e Tr3 ( $\text{kg/m}^3$ )

CP	Tr1		Tr2		Tr3	
	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$	$\gamma_0$	$\gamma_{28}$
1	2285	2282	1646	1576	1534	1471
2	2171	2180	1636	1560	1582	1528
3	2219	2228	1646	1569	1569	1512
4	2238	2235	1655	1579	1642	1579
5	2305	2308	1642	1557	1557	1487
6	2305	2314	1636	1557	1544	1477
7	2311	2317	1642	1566	1569	1493
8	2209	2209	1633	1563	1525	1458
9	2219	2219	1639	1557	1582	1522
10	-	-	-	-	1614	1553
11	-	-	-	-	1569	1509
12	-	-	-	-	1598	1534
M	2251	2255	1642	1565	1574	1510
DP	51	51	7	8	33	36
CV	2,27	2,27	0,41	0,54	2,12	2,35

**Note:** M = média aritmética ( $\text{kg/m}^3$ ), DP = desvio padrão ( $\text{kg/m}^3$ ), CV = coeficiente de variação (%)

**Tabela 4**

Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)

Specimen	Mix1	Mix2	Mix3
1	25,73	2,48	1,39
2	21,80	2,46	1,58
3	29,81	2,58	1,40
4	26,17	2,65	1,91
5	24,00	2,49	1,74
6	22,08	2,72	1,37
7	-	-	1,40
$f_{cm}$	24,93	2,56	1,54
DP	2,99	0,11	0,21
CV	12,00	4,10	13,74

**Nota:**  $f_{cm}$  = média aritmética (MPa), DP = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação (%)

### 3. Materiais da pesquisa

#### 3.1 Componentes do concreto

Nesta pesquisa foram realizados três traços: Tr1 ( $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$ , traço de referência), Tr2 ( $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$ , traço com agente espumígeno) e Tr3 ( $\gamma_{28} = 1510 \text{ kg/m}^3$ , traço com agente espumígeno). A caracterização dos agregados miúdo (AM) e graúdo (AG) está apresentada na Tabela 1. O cimento utilizado é do tipo CP II-Z-32, conforme indicado pela ABNT NBR 11578:1991 [15] (cimento Portland composto contendo adição pozolânica e de resistência à compressão mínima aos 28 dias de 32 MPa). Para os três traços, foi utilizado um aditivo plastificante polifuncional a base de naftaleno sulfonado, com alto poder de redução de água, massa específica de  $1,19 \text{ g/cm}^3$ , aparência líquida marrom escuro e isento de cloretos. Para obtenção do concreto celular (Tr2 e Tr3), foi utilizado um incorporador de ar de origem orgânica (protéica), com massa específica de  $1,01 \text{ g/cm}^3$ . Para limitar os efeitos da retração no concreto, foram utilizadas fibras de polipropileno nos três traços.

#### 3.2 Armaduras

Para realização da armadura dos corpos-de-prova (CPs) foram utilizadas barras de aço do tipo CA-60 ( $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$ ) e de diâmetro nominal igual a 4,2 mm.

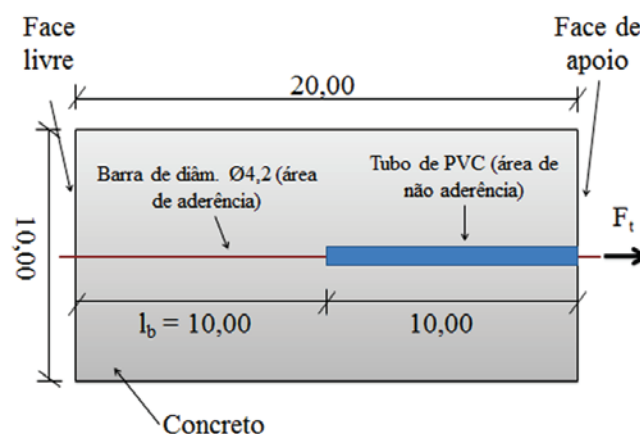
#### 3.3 Dosagem e caracterização dos traços

A Tabela 2 apresenta a dosagem em massa dos traços da pesquisa, para  $1,0 \text{ m}^3$  de concreto. O traço Tr1 não contém agente espumígeno, o traço Tr2 contém 50% da quantidade de agente espumígeno colocado no traço Tr3. Os CPs de caracterização dos traços foram moldados e curados conforme as recomendações da NBR 5738:2015 [16]. A Tabela 3 apresenta os valores de  $\gamma_0$  e  $\gamma_{28}$  obtidos. A consistência dos concretos no estado fresco foi determinada pelo abatimento do tronco de cone, conforme as recomendações da

NBR NM 67:1998 [17]. Os abatimentos medidos para os traços Tr1, Tr2 e Tr3 foram de 140 mm, 215 mm e 260 mm, respectivamente. A determinação da resistência à compressão média aos 28 dias ( $f_{cm}$ ) foi feita conforme as recomendações da NBR 5739:2007 [18]. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.

### 4. Programa experimental

Os ensaios realizados consistiram em arrancar barras simples de aço (CPs tipo "Barra") ou barras de aço dotadas de uma barra transversal soldada (CPs tipo "Tela") parcialmente imersa em um cilindro de concreto. Todas as barras de aço utilizadas na pesquisa têm um diâmetro nominal ( $\emptyset$ ) de 4,2 mm. A moldagem dos CPs da pesquisa foi executada seguindo o mesmo processo aplicado aos CPs de caracterização (ver item 3.3). Durante o ensaio de arrancamento, a força de tração ( $F_t$ ) e o deslocamento relativo entre o aço e o concreto ( $\Delta$ ) foram medidos.



**Nota:**  $l_b$ : comprimento de ancoragem longitudinal;  $F_t$ : força de arrancamento. Cotas em cm.

**Figura 1**  
CP tipo "Barra" (corte longitudinal)

**Tabela 5**

Descrição das amostras da pesquisa

Amostra	Tipo	Traço	Quantidade (CPs)
AB1	"Barra"	Tr1	6
AT1	"Tela"		6
AB2	"Barra"	Tr2	9
AT2	"Tela"		9
AB3	"Barra"	Tr3	6
AT3	"Tela"		6
AB1-E	"Barra"	Tr1	3*
AT1-E	"Tela"		3*
AB3-E	"Barra"	Tr3	3*
AT3-E	"Tela"		3*

**Note:** CPs com extensômetros (\*)

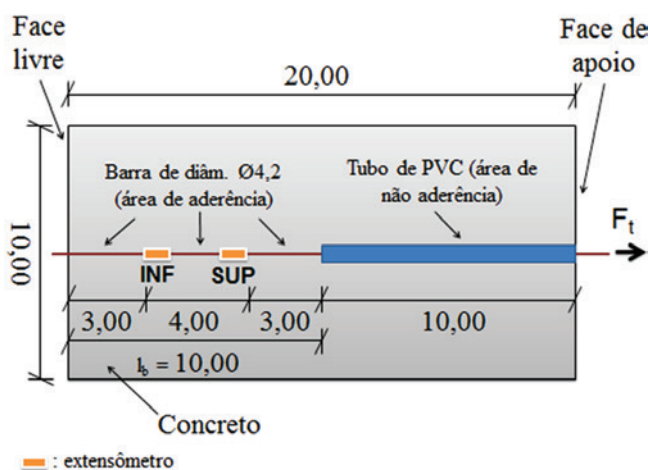
**4.1 CPs do tipo "Barra"**

O CP do tipo "Barra" está apresentado na Figura 1. A barra de aço é parcialmente imersa no centro do cilindro de concreto de diâmetro igual a 10,00 cm e de altura igual a 20,00 cm. O comprimento de ancoragem dentro do CP ( $l_b$ ) vale 50% da altura do cilindro. O restante da barra dentro do cilindro é isolado do concreto com um tubo de PVC de comprimento igual a 10,00 cm. Conforme indicado por RILEM [19], o tubo de PVC foi colocado na zona que perturba (aumenta) a aderência devida à compressão do concreto na proximidade da face de apoio do cilindro. Vinte e um CPs do tipo "Barra" foram moldados (a repartição por traço é detalhada na Tabela 5). Além disso, para estudo das

deformações da barra ao longo do ensaio, seis CPs suplementares foram moldados, dotados cada um de dois extensômetros (Figura 2).

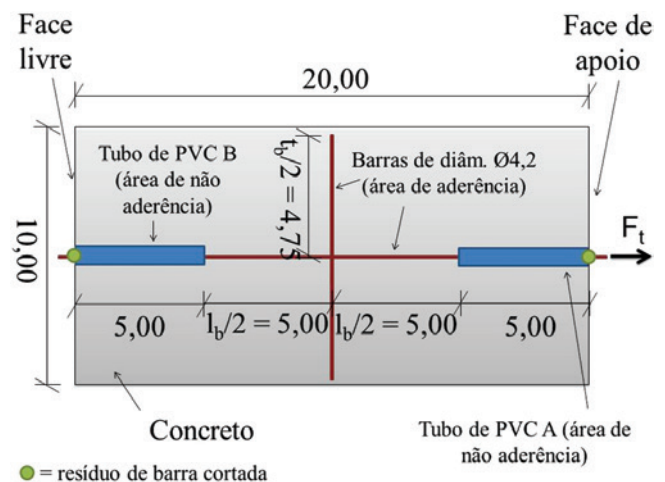
**4.2 CPs do tipo "Tela"**

A armadura do CP do tipo "Tela" foi obtida a partir do corte de uma tela soldada do tipo CA-60 com malha quadrada (10,00 cm x 10,00 cm). O corte cuidadoso da malha não permitiu eliminar completamente as barras transversais indesejáveis para o ensaio, deixando sobrar uma pequena parte dessas barras ao nível da solda (ver "resíduo de barra cortada" na Figura 3). Para limitar a interferência desses resíduos na aderência entre a armadura e o concreto, a barra transversal foi colocada no centro do cilindro de concreto, de maneira a deixar os pontos de solda nas



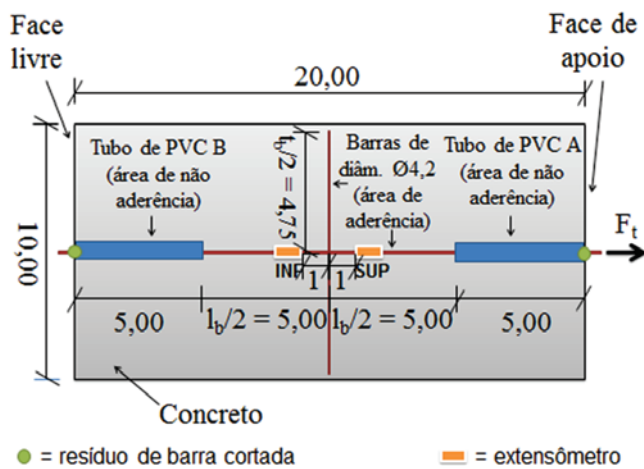
**Nota:**  $l_b$ : comprimento de ancoragem longitudinal;  $F_t$ : força de arrancamento. Cotas em cm

**Figura 2**  
CP tipo "Barra" com extensômetros (corte longitudinal)



**Nota:**  $l_b$ : comprimento de ancoragem longitudinal;  $t_b$ : comprimento de ancoragem transversal;  $F_t$ : força de arrancamento. Cotas em cm

**Figura 3**  
CP tipo "Tela" (corte longitudinal)



● = resíduo de barra cortada      — = extensômetro  
**Nota:**  $l_b$  = comprimento de ancoragem longitudinal;  $t_b$  = comprimento de ancoragem transversal;  $F_t$  = força de arrancamento. Cotas em cm

**Figura 4**  
 CP tipo "Tela" com extensômetros (corte longitudinal)

extremidades do cilindro (Figura 3). Dois tubos de PVC de comprimento igual a 5,00 cm colocados nas extremidades do cilindro permitiram obter um comprimento de ancoragem longitudinal ( $l_b$ ) igual a 10,00 cm. Além disso, o tubo colocado à proximidade da face de apoio (Figura 3, "tubo de PVC A") limita a influência da compressão do cilindro na medição da força de arrancamento ( $F_t$ ). A barra transversal ( $t_b$ ) tem um comprimento total de 9,50 cm. Vinte e um CPs do tipo "Tela" foram moldados (a repartição por traço é detalhada na Tabela 5). Além disso, para estudo das deformações da barra longitudinal ao longo do ensaio, seis CPs suplementares foram moldados, dotados cada um de dois extensômetros (Figura 4).

### 4.3 Identificação dos CPs e descrição das amostras

A Tabela 5 descreve as dez amostras da pesquisa.

### 4.4 Sistema de arrancamento

Os ensaios de arrancamento foram realizados com auxílio de uma prensa universal de capacidade igual a 1000 kN. A Figura 5 apresenta as diferentes partes do sistema de arrancamento. Para medição da força de arrancamento, foi utilizada uma célula de carga de capacidade igual a 10 tf. Para medição do deslizamento da armadura longitudinal dentro do cilindro de concreto, usou-se um LVDT fixado a uma base magnética. Utilizou-se um módulo de aquisição e um programa computacional para gravação dos dados.

### 4.5 Cálculo da tensão última de aderência

Para determinar a tensão última de aderência ( $\tau_{bu}$ ) dos CPs do tipo "Barra", foi dividida a força de tração máxima aplicada durante o ensaio ( $F_{tu}$ ) pela área de contato entre o concreto e a armadura dentro do cilindro (área de aderência, valendo  $\pi \cdot \varnothing \cdot l_b$ ):

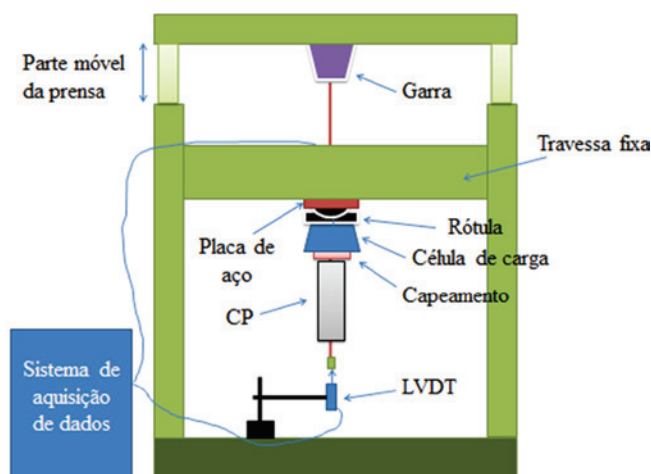
$$\tau_{bu} = 100 \cdot F_{tu} / (\pi \cdot \varnothing \cdot l_b) \tag{1}$$

onde  $\tau_{bu}$  é a tensão última de aderência (MPa);  $F_{tu}$  é a força de tração máxima (kN);  $\varnothing$  é o diâmetro nominal da barra (mm) e  $l_b$  é o comprimento de ancoragem da barra (cm).

## 5. Resultados e discussão

### 5.1 Força última de arrancamento ( $F_{tu}$ ) e tensão última de aderência ( $\tau_{bu}$ )

A Tabela 6 e a Tabela 7 resumem os principais resultados quantitativos da pesquisa. Para os CPs do tipo "Barra", a redução de  $\gamma_{28}$  provoca uma forte diminuição de  $F_{tum}$ : observa-se uma diminuição de 6,00 kN (92 %) entre as amostras AB1 e AB2, e de 6,36 kN (98 %) entre as amostras AB1 e AB3. Para a tensão última de aderência média ( $\tau_{b,m}$ ), as mesmas observações podem ser feitas: diminuição de 4,54 MPa (92 %) entre AB1 e AB2, e diminuição de 4,81 MPa (98 %) entre AB1 e AB3. O aumento da resistência ao arrancamento ( $F_{tum}$ ) provocado pela introdução da barra transversal no meio do cilindro de concreto aumenta junto com a diminuição de  $\gamma_{28}$ : observa-se um aumento de 3,64 kN (56 %) entre as amostras AB1 e AT1, um aumento de 4,91 kN (982 %) entre as amostras AB2 e AT2, e um aumento de 2,83 kN (2021 %) entre as amostras AB3 e AT3. Para as amostras AB1-E e AB3-E, a presença dos extensômetros interferiu na zona de aderência, impossibilitando a medição de  $l_b$  e, portanto, o cálculo de  $\tau_{bu}$ . Assim, para os CPs dessas amostras (AB1-E e AB3-E), os resultados quantitativos não são considerados na pesquisa. A respeito das amostras do tipo "Tela", observa-se uma redução de 0,36 kN (4 %) entre as amostras AT1 e AT1-E, e de 0,41 kN (14 %) entre as amostras AT3 e AT3-E. Sendo assim, mesmo que o comprimento de ancoragem longitudinal ( $l_b$ ) seja reduzido pela colocação dos extensômetros, os resultados quantitativos obtidos com as amostras AT1-E e AT3-E foram considerados nesta pesquisa.



**Nota:** croqui sem escala

**Figura 5**  
 Sistema de arrancamento (elevação)



**Tabela 6**

Resultados quantitativos (parte 1/2)

Amostra	CP	$l_b$ (cm)	$F_{tu}$ (kN)	$F_{tum}$ (kN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bum}$ (MPa)
AB1	1	10,10**	5,38	6,50	2,48	4,92 (CV = 9,65 %)
	(CV = 9,00 %)	4,04	1,58		2,46	
	2	9,94**	6,84		5,22	
	3	10,09**	6,33		4,75	
	4	9,93**	6,90		5,27	
	5	9,94**	6,87		5,24	
AT1	1	10,08**	9,84	10,14 (CV = 2,23 %)	-	-
	2	10,11**	10,13		-	
	3	10,07**	9,95		-	
	4	10,37**	10,48		-	
	5	10,07*	10,21		-	
	6	10,09**	10,24		-	
AT1-E	1	10,15*	9,68	9,78 (CV = 2,48 %)	-	-
	2	10,10*	9,61		-	
	3	10,14*	10,06		-	
AB2	1	9,99**	0,29	0,50 (CV = 63,69 %)	0,22	0,38 (CV = 63,49 %)
	2	10,00**	0,91		0,69	
	3	9,95**	0,43		0,33	
	4	10,04**	0,86		0,65	
	5	10,07**	0,86		0,65	
	6	10,02**	0,44		0,33	
	7	10,06**	0,09		0,07	
	8	10,05**	0,55		0,41	
	9	10,00**	0,09		0,07	
AT2	1	10,11*	5,25	5,41 (CV = 6,54 %)	-	-
	2	10,02*	5,03		-	
	3	10,14*	5,53		-	
	4	10,10*	5,54		-	
	5	10,08*	5,55		-	
	6	10,16*	5,39		-	
	7	9,91**	4,83		-	
	8	10,01*	6,07		-	
	9	10,16*	5,54		-	

**Nota:**  $l_b$  = comprimento de ancoragem;  $F_{tu(m)}$  = força de tração última (média);  $\tau_{bu(m)}$  = tensão última (média) de aderência; CV = coeficiente de variação, Comprimento  $l_b$  medido na armadura antes do ensaio (\*) ou no concreto após o ensaio e abertura do cilindro de concreto (\*\*)

**Tabela 7**

Resultados quantitativos (parte 2/2)

Amostra	CP	$l_b$ (cm)	$F_{tu}$ (kN)	$F_{tum}$ (kN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\tau_{bum}$ (MPa)
AB3	1	9,81**	0,09	0,14 (CV = 87,48 %)	0,07	0,11 (CV = 84,20 %)
	2	10,03**	0,09		0,07	
	3	10,00**	0,09		0,07	
	4	10,11*	0,09		0,07	
	5	9,95**	0,09		0,07	
	6	9,98**	0,39		0,29	
AT3	1	10,14*	2,81	2,97 (CV = 6,58 %)	-	-
	2	9,86**	2,88		-	
	3	10,07*	3,15		-	
	4	10,15*	2,82		-	
	5	10,00*	3,27		-	
	6	10,08**	2,86		-	
AT3-E	1	10,10**	2,83	2,56 (CV = 10,96 %)	-	-
	2	10,01**	2,27		-	
	3	10,07**	2,59		-	

**Nota:**  $l_b$  = comprimento de ancoragem;  $F_{tu(m)}$  = força de tração última (média);  $\tau_{bu(m)}$  = tensão última (média) de aderência; CV = coeficiente de variação. Comprimento  $l_b$  medido na armadura antes do ensaio (\*) ou no concreto após o ensaio e abertura do cilindro de concreto (\*\*)

## 5.2 Modos de ruptura

### 5.2.1 Modos de ruptura das amostras AB1, AB2 e AB3

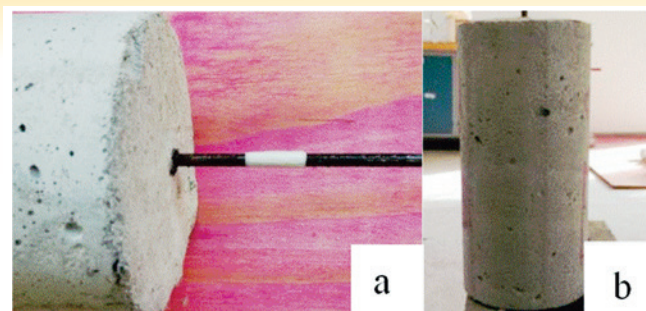
Para 100 % das amostras AB1, AB2 e AB3, o ensaio não provocou o aparecimento de fissuras nos cilindros de concreto, a ruptura dos CPs ocorreu por deslizamento da armadura (Figura 6). Na amostra AB2, três CPs (33 %) tiveram o deslizamento provocado unicamente pela pré-carga (P) necessária para fixar o CP na prensa. A mesma observação foi feita para 100 % dos CPs da amostra AB3.

### 5.2.2 Modo de ruptura da amostra AT1

Na amostra AT1, seis CPs (100 %) romperam ao nível da armadura, fora do cilindro de concreto (Figura 7-a e 7-b) sem provocar a fissuração dos cilindros de concreto (Figura 7-c).

### 5.2.3 Modos de ruptura das amostras AT2 e AT3

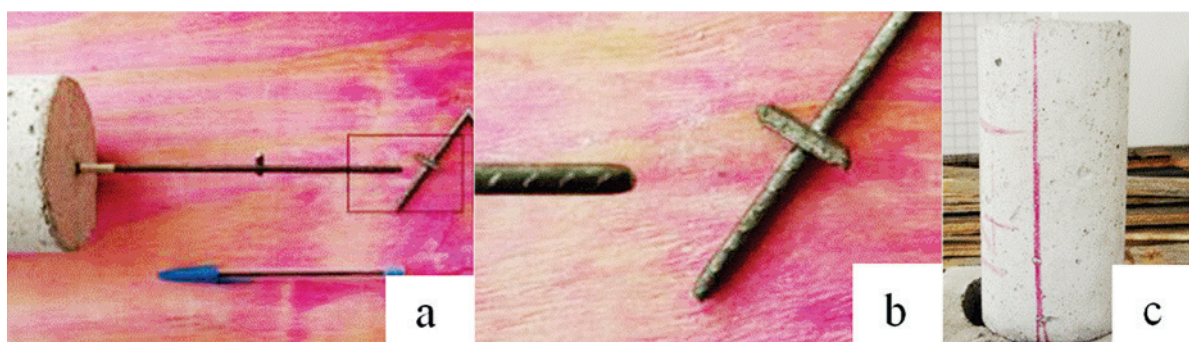
Na amostra AT2, sete CPs (78 %) romperam por deslizamento da



**Nota:** deslizamento da armadura (a) sem fissuração do cilindro de concreto (b)

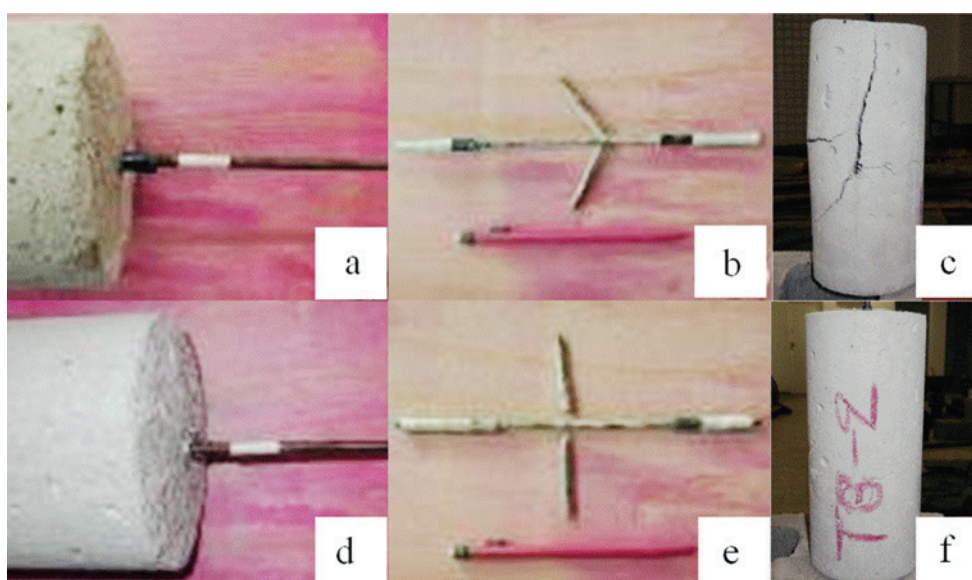
**Figura 6**  
Modo de ruptura das amostras AB1, AB2 e AB3

barra longitudinal com dobramento da barra transversal (Figura 8-a e 8-b), provocando a fissuração longitudinal e transversal do cilindro de concreto (Figura 8-c). Para os dois CPs restantes (22 %), a ruptura aconteceu ao nível da solda ligando a barra



**Nota:** armadura rompida fora do CP (a, b) sem alteração do cilindro de concreto (c)

**Figura 7**  
Modo de ruptura da amostra AT1

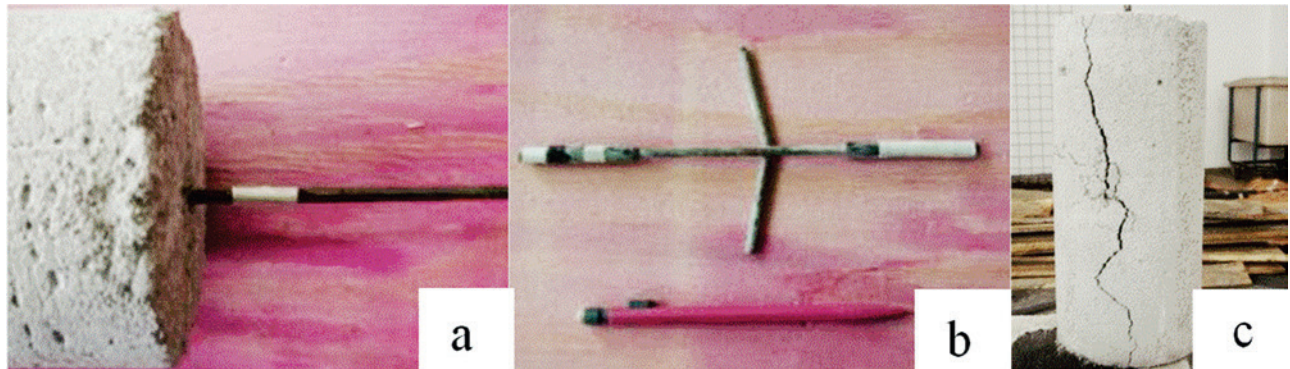


**Nota:** para 78% da amostra, deslizamento da barra longitudinal com dobramento da barra transversal (a, b) provocando a fissuração longitudinal e transversal do cilindro de concreto (c). Para 22 % da amostra, ruptura ao nível da solda ligando a barra longitudinal com a barra transversal (d, e), sem provocar fissuras no cilindro de concreto (f)

**Figura 8**  
Modos de ruptura da amostra AT2

longitudinal com a barra transversal (Figura 8-d e 8-e), sem provocar fissuras no cilindro de concreto (Figura 8-f). Na amostra AT3, seis CPs (100 %) romperam por deslizamento da barra longitudinal com dobramento da barra transversal (Figura 9-a e 9-b) provocando também a fissuração longitudinal e trans-

versal do cilindro de concreto (Figura 9-c). Em comparação com a amostra AT2, os CPs da amostra AT3 apresentaram um dobramento menos pronunciado (comparar a Figura 8-b e a Figura 9-b), o que confirma a diminuição da resistência ao arrancamento da armadura transversal do concreto quando  $\gamma_{28}$  é



**Nota:** deslizamento da barra longitudinal com dobramento da barra transversal (a, b) provocando a fissuração longitudinal e transversal do cilindro de concreto (c)

**Figura 9**

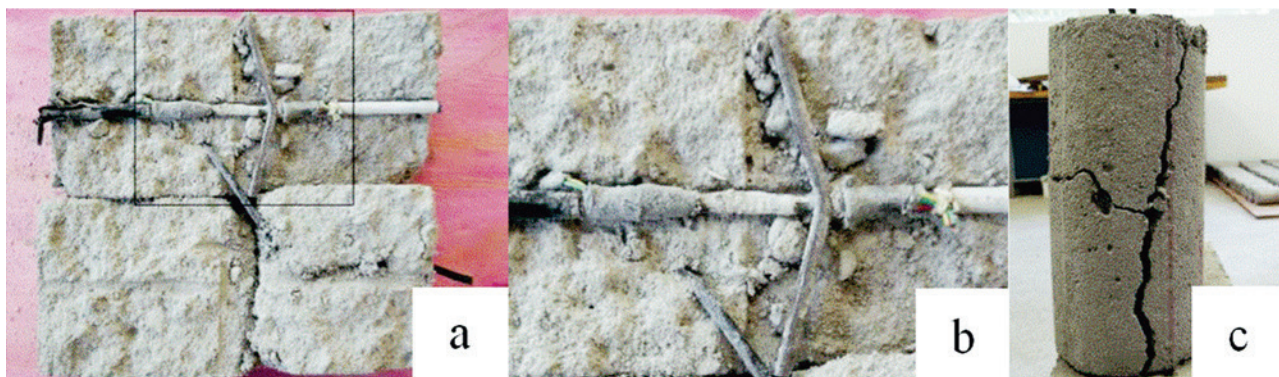
Modo de ruptura da amostra AT3



**Nota:** ruptura ao nível da solda entre a barra longitudinal e a barra transversal (a, b), sem fissuração do cilindro de concreto (c)

**Figura 10**

Modo de ruptura da amostra AT1-E



**Nota:** deslizamento da barra longitudinal com dobramento da barra transversal (a, b), com fissuração longitudinal e transversal do cilindro de concreto (c)

**Figura 11**

Modo de ruptura da amostra AT3-E

rabaixado (quando a taxa de agente espumígeno no traço de concreto celular aumenta).

### 5.2.4 Modo de ruptura da amostra AT1-E

Para os três CPs (100 %) da amostra AT1-E, a ruptura ocorreu ao nível da solda entre a barra longitudinal e a barra transversal (Figura 10-b), e não fora do cilindro como no caso dos CPs da amostra AT1 (Figura 7-a e 7-b). Como indicado na Figura 10-c, notou-se também que os cilindros não sofreram nenhuma fissuração (situação idêntica aos CPs da amostra AT1, ver Figura 7-c).

### 5.2.5 Modo de ruptura da amostra AT3-E

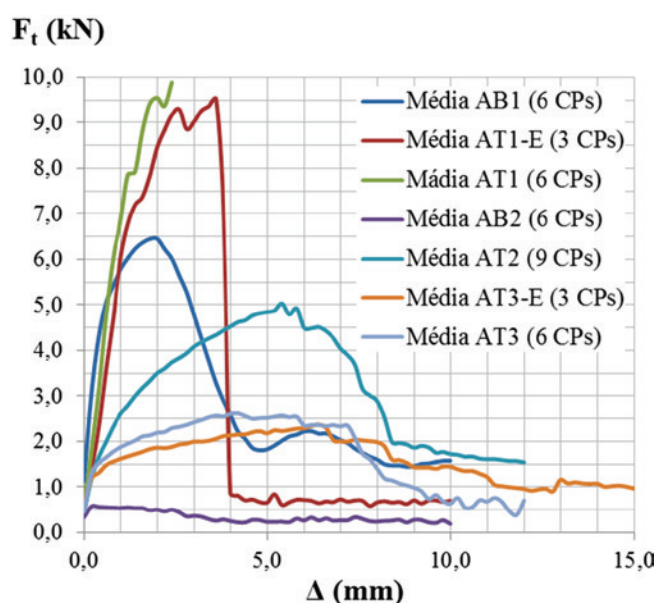
Para os três CPs (100 %) da amostra AT3-E, o modo de ruptura foi idêntico ao da amostra AT3: a ruptura ocorreu por deslizamento da barra longitudinal com dobramento da barra transversal (Figura 11-a e 11-b). Também, como no caso da amostra AT3, os cilindros da amostra AT3-E fissuraram longitudinalmente e transversalmente (Figura 11-c).

## 5.3 Diagramas $F_t$ - $\Delta$

Os diagramas da Figura 12 apresentam a evolução da força de tração aplicada ( $F_t$ ) em função do deslocamento da barra longitudinal ( $\Delta$ ) e do tipo de amostra. Cada diagrama corresponde à média dos resultados da amostra considerada.

### 5.3.1 Diagramas $F_t$ - $\Delta$ das amostras AB1, AB2 e AB3

O diagrama obtido para a amostra AB1 é característico de uma ruptura por deslizamento da armadura dentro do cilindro: observe-se um suave decréscimo da curva após a força de tração máxima ( $F_{tu}$ ) ser atingida. Este modo de ruptura é coerente com as observações visuais realizadas após os ensaios (ver item 5.2.1). O diagrama médio da amostra AB2 confirma o forte decréscimo da aderência observado nos resultados quantitativos (ver item 5.1). Para os seis CPs (100 %) da amostra AB3, o deslizamento da barra ocorreu após a aplicação da pré-carga (P), impossibilitando a obtenção do diagrama médio.



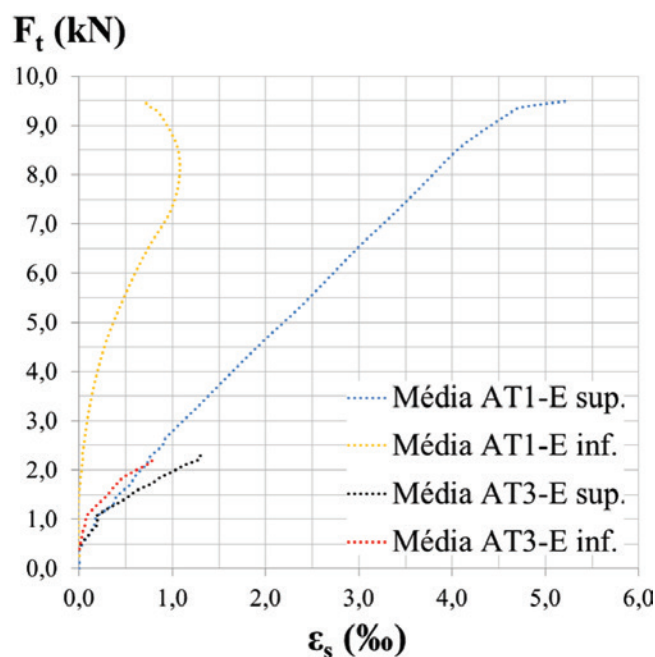
**Figura 12**  
Diagramas  $F_t$ - $\Delta$

### 5.3.2 Diagramas $F_t$ - $\Delta$ das amostras AT1 e AT1-E

Para os seis CPs (100%) da amostra AT1, a ruptura ocorreu ao nível da barra longitudinal, fora do cilindro de concreto (ver item 5.2.2). A saída do LVDT do eixo da barra longitudinal provocado pela ruptura súbita da mesma não permitiu obter o diagrama médio completo da amostra AT1: o diagrama é apresentado unicamente até o ponto de tração máxima ( $F_{tu}$ ). Para a amostra AT1-E, apesar de observar também uma ruptura de tipo frágil para 100% dos casos (ruptura ao nível da solda entre a barra longitudinal e a barra transversal, ver item 5.2.4), em nenhum caso observou-se a saída do LVDT do eixo da barra longitudinal. Assim, para a amostra AT1-E, foi possível construir o diagrama  $F_t$ - $\Delta$  completo. Até atingir o valor  $F_{tu}$ , nota-se a relativa semelhança entre o diagrama da amostra AT1 e o da amostra AT1-E. Assim, conclui-se que, apesar de reduzir o comprimento de ancoragem longitudinal, no caso da amostra AT1-E, a presença dos extensômetros não interferiu de forma significativa nos resultados.

### 5.3.3 Diagramas $F_t$ - $\Delta$ das amostras AT2 e AT3

Para sete CPs (78%) da amostra AT2, a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto devido ao deslocamento das barras longitudinal e transversal dentro do cilindro (ver item 5.2.3). Para dois CPs (22%), a ruptura ocorreu ao nível da solda (ver item 5.2.3). Assim, o diagrama médio da amostra AT2 apresentado na Figura 12 é mais representativo do modo de ruptura por esmagamento do concreto (78% dos casos) que por ruptura da solda (22% dos casos). Comparando o diagrama médio da amostra AT2 com o da amostra AT1, observa-se uma forte diminuição de  $F_{tu}$  (força máxima) e um aumento de  $\Delta_u$  (deslocamento correspondente a  $F_{tu}$ ), revelando a diminuição da resistência ao arrancamento da armadura e da rigidez do concreto, quando o agente espumígeno é introduzido no concreto. Para seis CPs (100%) da amostra AT3, o modo de ruptura também ocorreu por esmagamento do concreto. Comparando com o diagra-



**Nota:** extensômetro inferior; sup. = extensômetro superior. Ver Figura 4 para posicionamento dos extensômetros

**Figura 13**  
Diagramas  $F_t$ - $\varepsilon_s$

ma da amostra AT2, observa-se uma diminuição de  $F_t$ , traduzindo a queda de resistência ao arrancamento quando aumenta a quantidade de agente espumígeno no concreto.

### 5.3.4 Diagrama $F_t$ - $\Delta$ da amostra AT3-E

Para os três CPs (100%) da amostra AT3-E, a ruptura ocorreu, como no caso da amostra AT3, por esmagamento do concreto (devido ao deslocamento das barras longitudinal e transversal dentro do cilindro). A relativa semelhança entre o diagrama da amostra AT3-E e o da amostra AT3 demonstra que, apesar de reduzir o comprimento de ancoragem longitudinal, a presença dos extensômetros (caso da amostra AT3-E) não influenciou de forma significativa os resultados. Essa observação é coerente com as observações feitas nos itens 5.1 e 5.2.5.

## 5.4 Deformação das armaduras

A Figura 13 apresenta a evolução da força de tração ( $F_t$ ) em função da deformação da barra longitudinal ( $\epsilon_s$ ) e do tipo de amostra. Os diagramas obtidos correspondem a valores médios. Vale ressaltar que um CP da amostra AT1-E sofreu um desligamento dos extensômetros durante o ensaio, portanto o diagrama  $F_t$ - $\epsilon_s$  desta amostra foi obtido a partir de dois CPs só (contra três para a amostra AT3-E). A Figura 13 permite comparar a deformação das barras das amostras AT1-E e AT3-E. Nota-se que a diferença de deformação máxima entre os extensômetros superior e inferior diminui junto com  $\gamma_{28}$  (por volta de 4 % para AT1-E e por volta de 0,5 % para AT3-E). Também, nota-se que para o mesmo nível de sollicitação ( $F_t$ ), os extensômetros da amostra AT3-E se deformam mais que os da amostra AT1-E, o que confirma a diminuição da rigidez do concreto junto com  $\gamma_{28}$ .

## 6. Conclusões

Relembrando o objetivo principal deste trabalho, que consistiu em estudar o fenômeno de aderência entre o concreto celular e as barras de aço, este item contém as principais conclusões da investigação. Entre  $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$  (concreto convencional) e  $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$  (concreto celular) a tensão última de aderência sofreu uma redução de 92 % e entre  $2255 \text{ kg/m}^3$  (concreto convencional) e  $1510 \text{ kg/m}^3$  (concreto celular), a mesma sofreu uma redução de 98 %. Assim, esta pesquisa revelou a influência do agente espumígeno na forte diminuição da aderência entre as barras de aço de diâmetro igual a 4,2 mm e os concretos celulares com  $\gamma_{28} = 1565$  e  $1510 \text{ kg/m}^3$ . Portanto, para aplicações estruturais, o estudo da aderência entre o concreto celular e as barras de aço é imprescindível. Analisando o tipo de ancoragem, notou-se que o aumento da aderência ( $F_{\text{tum}}$ ) devido à presença da barra transversal cresceu junto com o rebaixamento de  $\gamma_{28}$ . Com  $\gamma_{28} = 2255 \text{ kg/m}^3$  (concreto convencional), a barra transversal permitiu aumentar  $F_{\text{tum}}$  de 56 %, com  $\gamma_{28} = 1565 \text{ kg/m}^3$  (concreto celular) o aumento foi de 982 % e com  $\gamma_{28} = 1510 \text{ kg/m}^3$  (concreto celular) o aumento foi de 2021 %. Com a presença da barra transversal notou-se uma variação do modo de ruptura entre o concreto convencional (ruptura da armadura fora do cilindro) e os concretos celulares (arrancamento da armadura sem ruptura do aço, na maioria dos casos), o que limita

a conclusão ao caso dos concretos celulares. Sendo, assim, pode-se concluir que, o ganho de aderência proporcionado pela barra transversal aumenta no concreto celular quando  $\gamma_{28}$  é rebaixado. Portanto, essa pesquisa revelou que ancoragens especiais (não exclusivamente retas) como, por exemplo, barras transversais, têm um desempenho mecânico acrescido à medida que a massa específica do concreto celular é rebaixada (à medida que a taxa de incorporador de ar no traço aumenta).

Esta última observação encoraja a utilização de ancoragens especiais nas peças estruturais feitas com concreto celular. Essa ancoragem é corriqueiramente obtida com a utilização de telas que têm as barras transversais e longitudinais soldadas entre si. Portanto, existe uma grande preocupação com a ancoragem de barras retas em concretos celulares, que pode ser resolvida com o uso de telas.

## 7. Agradecimentos

Os autores agradecem à empresa Gethal® pela doação de materiais e apoio financeiro assim como à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão de bolsa de Mestrado para o primeiro co-autor citado.

## 8. Referências bibliográficas

- [1] CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2003. 3. ed. São Carlos: Ed. UFSCar, 2007. 368 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8953: concrete for structural use - density, strength and consistence classification. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 3 p.
- [3] ROSSIGNOLO, J. A. Concreto leve estrutural: produção, propriedades, microestruturas e aplicações. São Paulo: Pini, 2009. 144 p.
- [4] FERREIRA, O. A. R. Concretos celulares espumosos. São Paulo: Departamento de Engenharia Construção Civil da EPUSP, 1987. 20 p. Boletim técnico.
- [5] TEIXEIRA FILHO, F. J.; TEZUKA, Y. Considerações sobre algumas propriedades dos concretos celulares espumosos. São Paulo: Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1992. 29 p. Boletim técnico.
- [6] PETRUCCI, E. G. R. Concreto de cimento Portland. 5. ed. Porto Alegre: Globo, 1978. 307 p.
- [7] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.
- [8] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto, volume 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Tradução de: David Fridman. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 336 p.
- [9] PIYAMAİKONGDECH, A. Ductile lightweight concrete for lightweight structural application. 2007. 183 f. Thesis (Master of Science) - Faculty of the Graduate School, University of Texas, Arlington, 2007.
- [10] OLIVEIRA, K. R. de S. Aderência da armadura ao concreto leve com adição de resíduos. 2006. 198 f. Dissertação

- (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2006.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 52: fine aggregate - determination of the bulk specific gravity and apparent specific gravity. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 6 p.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 45: aggregates - determination of the unit weight and air-void contents. Rio de Janeiro: ABNT, 2006. 8 p.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 248: aggregates - sieve analysis of fine and coarse aggregates. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 6 p.
- [14] LIMA, T. L. Estudo das propriedades físicas e mecânicas do concreto celular estrutural. 2015. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015. Dissertação em andamento.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 11578: Portland composite cement - specification. Rio de Janeiro: ABNT, 1991. 5 p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5738: concrete - procedure for molding and curing concrete test specimens. Rio de Janeiro: ABNT, 2015. 9 p.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR NM 67: concrete - slump test for determination of the consistency. Rio de Janeiro: ABNT, 1998. 8 p.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 5739: concrete - compression test of cylindrical specimens - method of test. Rio de Janeiro: ABNT, 2007. 9 p.
- [19] Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions – RILEM. Recommendation RILEM/CEB/FIP RC 6: essais portant sur l'adhérence des armatures du béton. 2. Essai par traction. [s.l.]: [s.n.], 1978. 5 p.
- [20] SOUDAIS, P. R. N. Estudo da aderência entre o concreto celular e as barras de aço. 2014. 312 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira-SP, 2014.

# Fresh concrete consistency effect on thin-walled columns creep phenomenon

## *Efeito da consistência do concreto fresco sobre o fenômeno de fluência em pilares parede*

E. L. MADUREIRA<sup>a</sup>  
edmadurei@yahoo.com.br

L. A. PAIVA<sup>a</sup>  
luane\_paiva@hotmail.com

### Abstract

A concrete structural member when kept under sustained load presents progressive strains over time, associated to the material creep. The fresh concrete consistency, specially, exerts some effect on that phenomenon. The pioneering formulations developed to modelling the creep of concrete are applicable, directly, to the cases for which the stress magnitude remains constant. Its application to reinforced concrete structural members, that exhibits changes in the magnitude of the stresses over such a time dependent phenomenon, requires simplifications from which result the memory models, whose implementation presents the disadvantage of involving the history of the stresses storage. The State Models were developed to overcome these difficulties, as they result of integral calculus scheme improvement, dispensing such computational memory storage. The subject of this work is the analysis of creep strains on reinforced concrete thin-walled columns, emphasizing the fresh concrete consistency effect, on the base of a state model, fixing the values of its physical parameters from the NBR 6118/14 proceedings [1]. The obtained results showed the occurrence of stresses transfer from the mass of the concrete to the reinforcement steel bars, that was more pronounced in those cases for which the slump test abatement were the highest and, in some cases, including, it induced the material yielding condition.

**Keywords:** reinforced concrete, thin-walled-column, creep, modelling.

### Resumo

Um elemento de concreto, mantido sob tensão de compressão, apresenta contração progressiva no decorrer do tempo, associada à deformação lenta. Em Pilares Parede de concreto armado, as deformações por fluência promovem a transferência de esforços da massa de concreto para as barras da armadura de aço, podendo induzi-las ao escoamento. As formulações pioneiras do efeito de fluência, desenvolvidas com base no coeficiente de fluência, são aplicáveis, sobretudo, quando as tensões se mantêm constantes. Sua aplicação a elementos de concreto armado, por apresentarem variações de tensões no decorrer da manifestação do fenômeno, requer simplificações das quais resultam os modelos de memória, que têm a desvantagem de exigir o armazenamento do histórico de tensões. Os modelos de estado dispensam tal robustez de armazenamento, sendo desenvolvidos a partir do melhoramento do esquema de integração. O objetivo deste trabalho é a análise do efeito de fatores influentes nas deformações por fluência em Pilares Parede de concreto armado, sobretudo, a consistência do concreto fresco, realizada com base em modelo de estado com parâmetros fixados conforme recomendações da NBR 6118/2014.

**Palavras-chave:** fluência, concreto armado, pilares parede, simulação.

<sup>a</sup> Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Natal, RN, Brasil.

## 1. Introduction

The state of stresses due to sustained load, promotes strains in concrete structural members which progresses over time, characterizing the phenomenon known as creep.

Such kind of strains results, particularly, from the viscous behaviour associated to the adsorbed water layer at the cement grains surface, in the sound concrete (McGregor, 1997), apud [7].

The creep strains are more pronounced in the earlier months of the structure lifetime, when they develop themselves under higher rates. It can endure for periods of time up to five years although it evolves under modest rates over advanced ages.

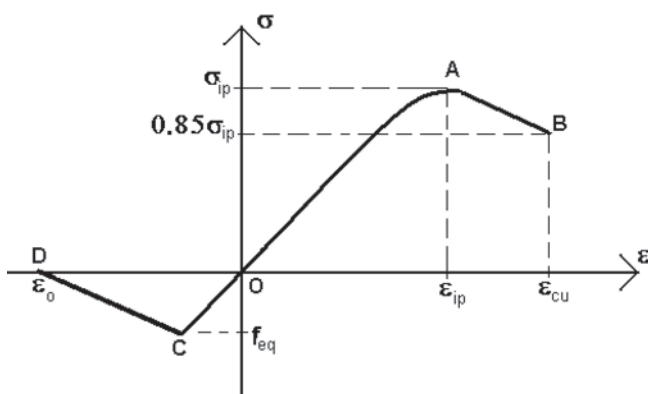
There are cases for which the creep strains can take magnitudes greater than three times the strains value recorded at the instant of loading, inducing structural displacements of similar extent [8].

Among the relevant factors that influence the creep deformation it may include the moisture content, the stress, the concrete strength, the fresh concrete consistency and the reinforcement ratio.

In the case of reinforced concrete members, the strains due to creep can modify significantly the stresses fields in their constituents elements. In thin-walled columns, specifically, it can promote the stresses reduction on the mass of the concrete and the stresses increase in the reinforcement steel bars, which can induce these latter to experience the yielding phenomenon.

The pioneering formulations for creep deformation modelling were developed from the creep coefficient concept. They are applied, particularly, to structural members for which the stresses on the concrete remain constant over time. Their adequacy for reinforced concrete members, which exhibit stresses variations during the creep phenomenon, depends on the application of simplifier artifices that result on memory models. These kinds of formulations are so named because they demand, in its calculation, the history of stresses storage, resulting in large-scale storage amount that can become the modelling unfeasible. In order to overcome the difficulties related to such a computational memory storage, it was developed the state models, from the integrating scheme changing, that provide the use, exclusively, of the stresses at the previous discrete instant of time from that one considered.

The aim of this work is the simulation of the creep strain on reinforced concrete thin-walled columns, based on a state model,



**Figure 1**  
Stress strain curve for the concrete

whose parameters were fixed from the NBR 6118/14 proceedings [1], focused, above all, to the analysis of the fresh concrete consistency effect upon the analysed phenomenon.

## 2. Modelling

In this analysis work the quadratic isoparametric finite elements approximation was adopted.

### 2.1 Concrete response to loading

The analysis was carried out by the use of an orthotropic nonlinear framework proposed by Kwak and Filippou [6] in plane state of stress, on incremental iterative procedure and the finite element approach. The constitutive matrix elements were defined through equations similar to those employed in uniaxial state of stress, however, taking as a reference, the equivalent deformations “ $\varepsilon_{ei}$ ”, that, for every principal directions, are given by:

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij}\varepsilon_j/D_{ii} \quad (1)$$

The “i” and “j” indexes refer to principal plane direction. The “ $D_{ij}$ ” coefficients represent the constitutive matrix elements.

The concrete in compression mechanical performance was simulated from the constitutive relationships proposed by Hognestad [2], presented in the form:

$$\sigma_i = \frac{2\sigma_{ip}}{\varepsilon_{ip}} \left( 1 - \frac{\varepsilon_{ei}}{2\varepsilon_{ip}} \right) \varepsilon_{ei}, \text{ for } \varepsilon_{ip} < \varepsilon_{ei} < 0 \quad (2)$$

The “ $\sigma_{ip}$ ” and “ $\varepsilon_{ip}$ ” parameters represent the concrete peak stress and its corresponding strain, beyond every principal direction namely “i”. The “ $\varepsilon_{cu}$ ” parameter, in turn, is the concrete ultimate strain in uniaxial compression. Equation 2 represents the hardening branch, the OA segment on the curve of figure 1.

In this work, as recommended by [1], the secant modulus, “ $E_c$ ”, was adopted, and is given by:

$$E_c = 0.85E_o = 0.85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} = 4760 \sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

Where the “ $E_o$ ” parameter is the concrete initial deformation modulus and the “ $f_{ck}$ ” parameter is the concrete characteristic compressive strength.

The concrete ultimate stresses are defined from the failure envelope proposed by Kupfer and Gerstle [5], figure 2, whose analytical representation in biaxial compression state is:

$$(\beta_1 + \beta_2)^2 - \beta_2 - 3.65\beta_1 = 0 \quad (4)$$

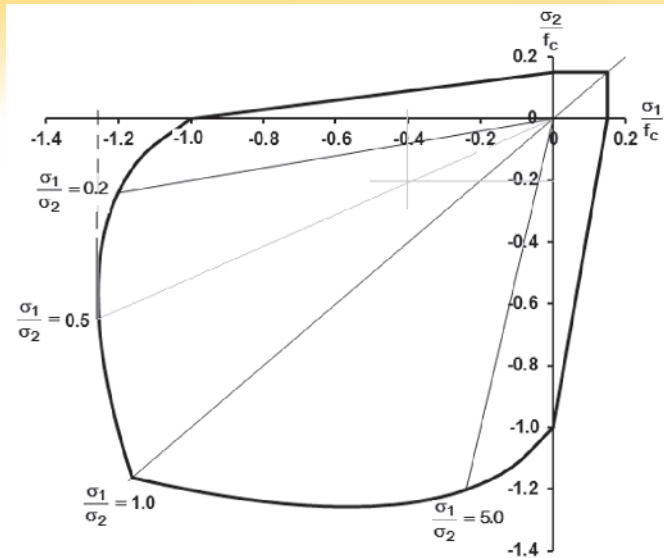
Where  $\beta_i = \frac{\sigma_{ip}}{f_c}$ . The parameter “ $f_c$ ” is the concrete uniaxial

compressive strength. Letting  $\alpha = \sigma_1/\sigma_2$  where the  $\sigma_1$  and  $\sigma_2$  parameters are the principal stresses such that  $0 > \sigma_1 > \sigma_2$ , from the equation 4 results:

$$\sigma_{2c} = \frac{1 + 3.65\alpha}{(1 + \alpha)^2} f_c \text{ and } \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha\sigma_{2c} \quad (5)$$

The strains related to peak stresses in biaxial compression state,





**Figure 2**  
Ultimate stress envelop for concrete in biaxial state of stresses

“ $\varepsilon_{2p}$ ” and “ $\varepsilon_{1p}$ ”, according to [6], are obtained from the expressions:  
 $\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{co}(3\beta_2 - 2)$  and  $\varepsilon_{1p} = \varepsilon_{co}(-1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1)$  (6)

For which the “ $\varepsilon_{co}$ ” parameter is the deformation corresponding to the stress peak compression in uniaxial state of stress.

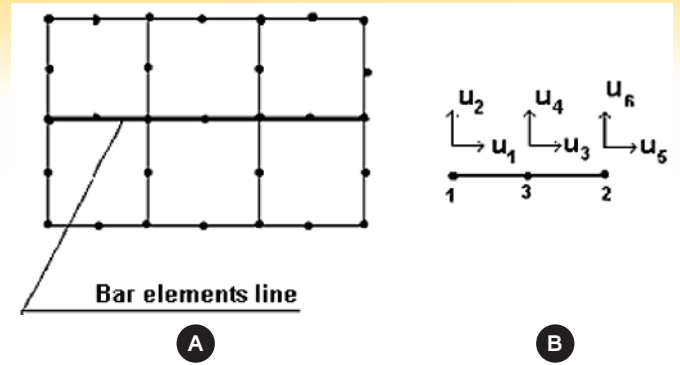
The constitutive relationship on an incremental fashion proposed by Desai and Siriwardance (apud [6]), to modeling the biaxial state of stress concrete mechanical behavior, was adopted. It is expressed by:

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ \nu\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu^2)G \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (7)$$

On equation 7, “ $d\sigma_1$ ”, “ $d\sigma_2$ ” e “ $d\tau_{12}$ ” are the stress increments through the principal directions. The “ $E_i$ ’s” parameters are the concrete tangent deformation modules relating to such directions and “ $\nu$ ” is the concrete Poisson’s ratio. The “ $G$ ” parameter is the concrete transverse deformation module that is obtained from the relationship:

$$(1 - \nu^2)G = 0.25(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1E_2}) \quad (8)$$

To represent the mass of concrete region, the plane eight-nodded quadrilateral elements Q8, figure 3.a, was used.



**Figure 3**  
Finite elements: a) Plane Q8; b) bar L3

### 2.2 Steel response to loading

The steel behaviour is considered as elastic perfectly plastic. Due to the great transverse flexibility of the reinforcement steel bars, only axial stiffness is considered in its mechanical performance, and then they are simulated by bar three-nodded elements L3, figure 3.b. In this way, the related stiffness matrix “ $K$ ” is expressed by:

$$K = \frac{2AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 2 \end{bmatrix} \quad (9)$$

where the “ $E$ ” parameter represents the steel Young’s modulus, which is considered equal to 210 GPa. “ $A$ ” is the reinforcement cross sectional area, while “ $L$ ” represents the bar finite element length.

### 2.3 Creep strains

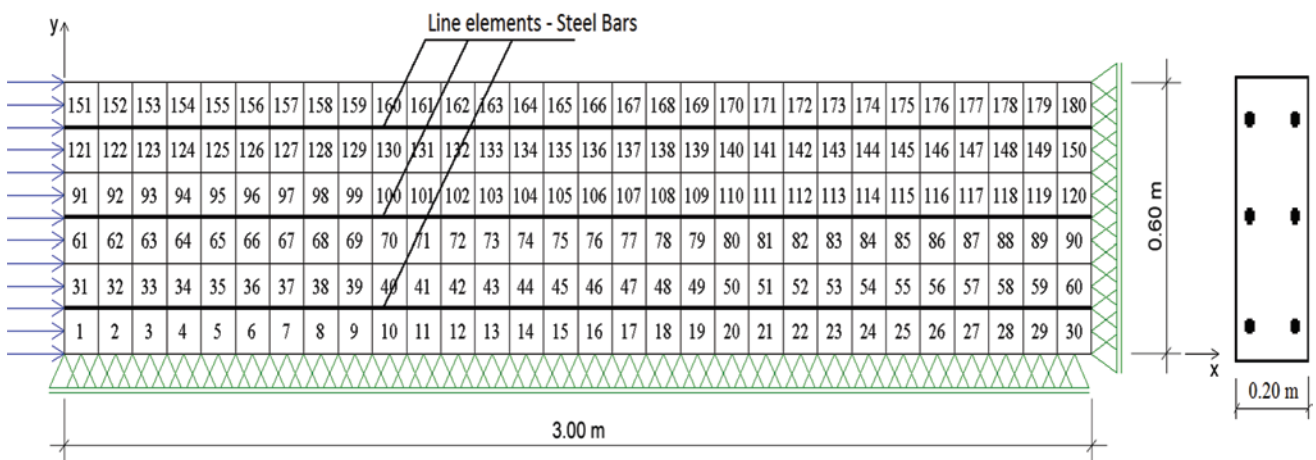
The creep strains, “ $\varepsilon_c(t)$ ”, are simulated from the state model proposed by Kawano and Warner [4], expressed on the form:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{cv}(t) \quad (10)$$

Where “ $\varepsilon_{cd}(t)$ ” and “ $\varepsilon_{cv}(t)$ ” are the deformations parcels due to hardening and visco-elastic effects, respectively, defined as:

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad \text{and} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau$$



**Figure 4**  
Basic model, problem domain and finite element mesh

In which the " $\phi_d(t, \tau)$ " and " $\phi_v(t, \tau)$ " functions represent their respective creep coefficients. In their incremental versions these parcels are presented in the form:

$$\Delta \varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sigma(t_{n-1}) [\phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o)] \quad (12)$$

and,

$$\Delta \varepsilon_{cv}(t_n) = \left[ \frac{\phi_v^*}{E_o} \sigma(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1}) \right] (1 - e^{-\Delta t_n / T_v}) \quad (13)$$

For which:

$$\phi_d(t_n, t_o) = \frac{(t_n - t_o)^{0.6}}{10 + (t_n - t_o)^{0.6}} \phi_d^* \quad \text{and} \quad (14)$$

$$\phi_v(t_n, t_j) = [1 - e^{-(t_n - t_j) / T_v}] \phi_v^*$$

Where " $\phi_d^*$ " and " $\phi_v^*$ " are the asymptotic creep coefficient for those two parcels, and " $T_v$ " is the retardation time. " $t_n$ " is the instant for which the creep deformations are being calculated, " $t_{n-1}$ " is the discrete instant, immediately preceding the instant " $t_n$ ", and " $t_o$ " is the concrete age at the instant of loading. At every instant " $t_n$ " the creep strains are described according:

$$\varepsilon_c(t_n) = \varepsilon_c(t_{n-1}) + \Delta \varepsilon_c(t_n) \quad (15)$$

Such that " $\Delta \varepsilon_c(t_n)$ " is the incremental creep strain and is obtained from:

$$\Delta \varepsilon_c(t_n) = \Delta \varepsilon_{cd}(t_n) + \Delta \varepsilon_{cv}(t_n) \quad (16)$$

It is assumed that, during every time interval, the stresses magnitudes remain constant, although, they present some variation over all the phenomenon observation period under a step kind function.

### 3. Computational support

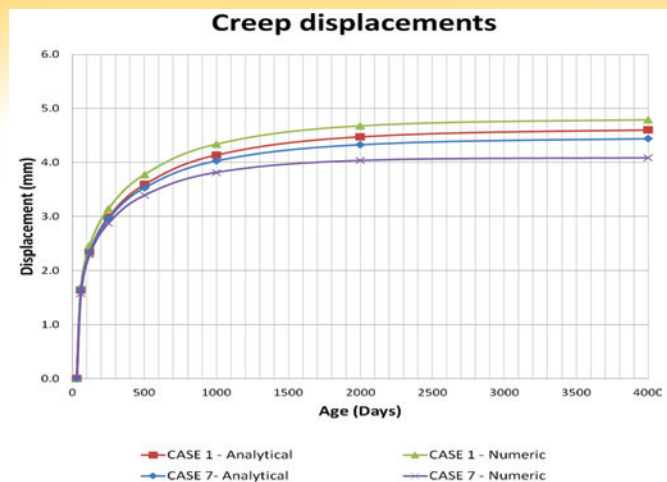
With a view to the acquisition of the results aimed at the fulfilment of the objectives of this work, it was employed the software named "Análise Constitutiva Não-Linear" – ACNL [7]. Such program was structured according to incremental and iterative procedure and the Finite Elements Method (FEM), on a Nonlinear Orthotropic Formulation in plane state of stresses[6]. It even covers, in its algorithmic framework, the element formulations described in the item 2 of this paper.

### 4. Program validation

For its validation purpose, the program was used to analyze, in a plane state of stresses, a rectangular cross-sectional concrete thin-walled column that is 3.00 m height, 0.20 m thick and 1.20 m width, figure 4, considering, specially, the cases 1 and 7, whose concrete slump test abatement, reinforcement ratio, load and moisture content are described in table 1. The results of such analysis were compared with their corresponding values obtained by use of a simplified model, drawn up on the basis of the Solid Mechanics Postulates, in the uniaxial state of stresses, as

**Table 1**  
Studied cases characterization

Cases	Slump (cm)	Reinforcement ratio (%)	Load (kn)	Moisture content (%)	$\phi^*v$
1	0 - 4	0.63	3750	40	0.89
2	0 - 4	0.63	3750	60	0.35
3	0 - 4	0.63	3750	80	0.00
4	0 - 4	1.00	3900	40	0.89
5	0 - 4	1.00	3900	60	0.35
6	0 - 4	1.00	3900	80	0.00
7	0 - 4	1.58	4152	40	0.89
8	0 - 4	1.58	4152	60	0.35
9	0 - 4	1.58	4152	80	0.00
10	5 - 9	0.63	3750	40	1.63
11	5 - 9	0.63	3750	60	0.92
12	5 - 9	0.63	3750	80	0.15
13	5 - 9	1.00	3900	40	1.63
14	5 - 9	1.00	3900	60	0.92
15	5 - 9	1.00	3900	80	0.15
16	5 - 9	1.58	4152	40	1.63
17	5 - 9	1.58	4152	60	0.92
18	5 - 9	1.58	4152	80	0.15
19	10 - 15	0.63	3750	40	2.36
20	10 - 15	0.63	3750	60	1.48
21	10 - 15	0.63	3750	80	0.53
22	10 - 15	1.00	3900	40	2.36
23	10 - 15	1.00	3900	60	1.48
24	10 - 15	1.00	3900	80	0.53
25	10 - 15	1.58	4152	40	2.36
26	10 - 15	1.58	4152	60	1.48
27	10 - 15	1.58	4152	80	0.53



**Figure 5**  
Creep displacements by time curves

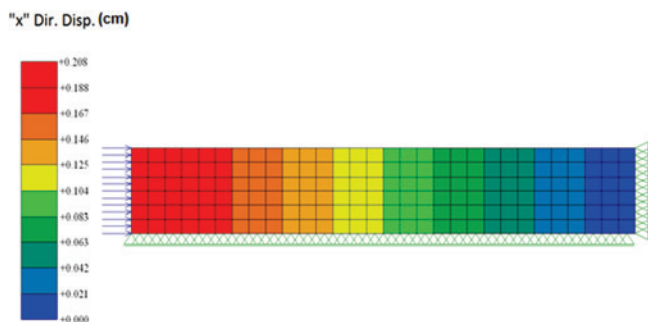
performed by Madureira et al [8]. The obtained results showed a good agreement, Figure 5.

### 5. Analysed models

The studied models are rectangular cross-sectional concrete thin-walled column, 3.00 m height, 0.20 m thick and 1.20 m width, cast in C 40 concrete, reinforced by CA-50 steel bars, figure 4.

The structural member is subjected to a uniform load that is distributed on the top section, whose magnitude progresses on a gradual way from zero to a final value fixed at about 40% of that value corresponding to concrete ultimate compressive stress, table 1, according the limitations, in terms of stresses, of the NBR 6118/14 proceedings creep model [1].

The analysis was performed on twenty-seven cases, differentiated



**Figure 6**  
Field of axial displacement at the instant of loading - Case 16



**Figure 7**  
Field of normal stresses at the instant of loading - Case 16

among themselves by the slump test abatement, by the reinforcement ratio and by the moisture content, as shown in columns 2, 3 and 5, respectively, on table 1.

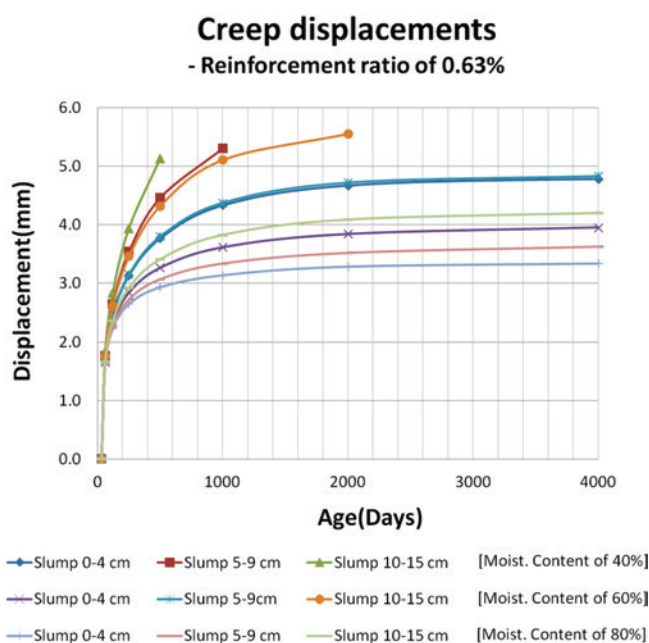
Due to the symmetry of the problem, its domain, on the “xy” plane, could be defined from the rectangular area whose horizontal dimension is equal to the column height, and the vertical dimension is equal to its half width, and its discretization was performed on the basis of plane and bar elements, both 0.10 m length, resulting the mesh composed by 180 plane elements and 90 bar elements, figure 4. It is observed that in all column figures the structural member is being represented with its longitudinal axis coinciding with the “x” direction. The age of the concrete at the instant of loading was set as 30 days. It was considered that the overall column surface perimeter is exposed to the environment medium. The retardation time was fixed as  $T_v = 600$  days. The asymptotic hardening creep coefficient was considered as being  $\phi_d^* = 2.0$ , as recommended by Kawano and Warner [4]. The asymptotic creep coefficient related to viscous elastic effects,  $\phi_v^*$ , exhibit distinct values, case to case, as shown in column 6, table 1, that is obtained by the difference between the total asymptotic creep coefficient of NBR 6118/2014 [1] and the asymptotic hardening creep coefficient.

The analysis was performed according to the “Plane State of Stresses”.

For the purposes of covering the creep phenomenon longevity, the maximum age limit of concrete was set as 4000 days, which corresponds to the age from which the creep displacements, virtually, stabilizes, figure 5. Such a period of time was discretized from observation instants at 60, 120, 250, 500, 1000, 2000 and 4000 days.

### 6. Results and discussion

From the obtained results it may be observed that, for the equilibrium configuration referring to the final load, the fields of the axial displacements and of the normal stresses took the morphologies shown in figures 6 and 7, respectively. For all studied cases, the displacement magnitude at the column top and the stress on the mass of the concrete, were about 2.1 mm and 15 MPa, respectively, table 2.



**Figure 8**  
Creep displacement curves for reinforcement ratio of 0.63%

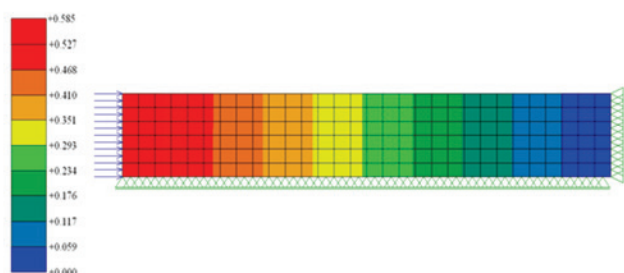
**Table 2**  
General results

Cases	Displacement (mm)		Concrete stress (MPa)		Reinforcement stress (MPa)	
	Loading	Creep	Loading	Creep	Loading	Creep
1	2.05	4.83	14.8	12.6	143.3	479.6
2	2.05	4.02	14.8	13.0	143.3	423.0
3	2.05	3.46	14.8	13.2	143.3	384.2
4	2.07	4.51	14.9	11.6	144.3	456.8
5	2.07	3.80	14.9	12.2	144.3	408.2
6	2.07	3.30	14.9	12.6	144.3	373.8
7	2.10	4.10	15.0	10.0	146.4	428.4
8	2.10	3.53	15.0	11.1	146.4	389.6
9	2.10	2.80	4152	80	0.00	0.00
10	2.05	5.96	14.8	12.8	143.3	500.0
11	2.05	4.88	14.8	12.6	143.3	482.6
12	2.05	3.70	14.8	13.1	143.3	401.0
13	2.07	5.37	14.9	11.3	144.3	500.0
14	2.07	4.55	14.9	11.6	144.3	459.4
15	2.07	3.55	14.9	12.4	144.3	388.9
16	2.10	4.76	15.0	9.6	146.4	472.2
17	2.10	4.13	15.0	10.4	146.4	430.5
18	2.10	3.29	15.0	11.4	146.4	373.6
19	2.05	7.13	14.8	12.5	143.3	500.0
20	2.05	5.55	14.8	12.5	143.3	500.0
21	2.05	4.26	14.8	12.9	143.3	440.2
22	2.07	6.23	14.9	11.4	144.3	500.0
23	2.07	5.21	14.9	11.4	144.3	500.0
24	2.07	4.05	14.9	12.0	144.3	425.0
25	2.10	5.49	15.0	9.9	146.4	500.0
26	2.10	4.64	15.0	9.8	146.4	464.1
27	2.10	3.73	15.0	10.9	146.4	403.3

By examining the field of stresses, figure 7, it may be noted that the overall feature shows discrete stress variations, except on the region near of the column top, namely the loading introduction zone, where a tenuous disturbance was raised.

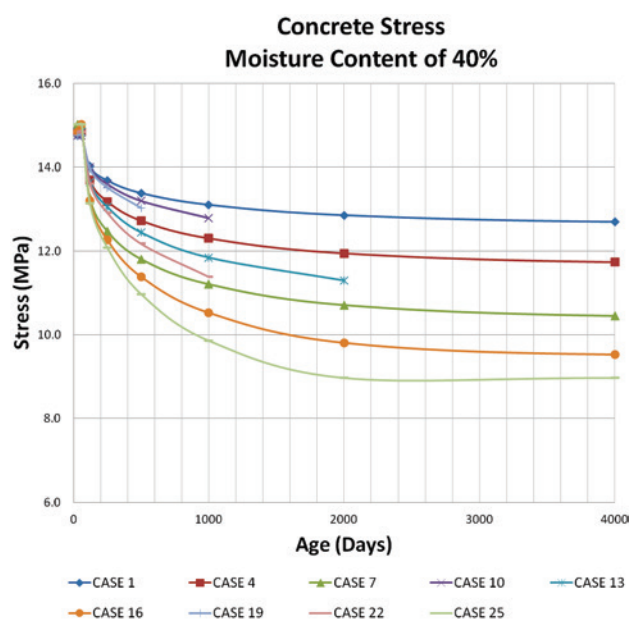
Once the creep phenomenon has been triggered, the strains by time evolved according the curves showed in figure 8. It may be observed that, as the softest the fresh concrete consistency as the greatest column displacements. For some studied cases it occurred the yielding phenomenon in the steel reinforcement bars even before the creep stabilization, that's why, the associated curves in figure 8 are interrupted before 2400 days. For case 25, specially, the field of creep displacements stabilised itself at 4000

"x" Dir. Disp. (cm)



**Figure 9**  
Longitudinal displacement field due to creep at 4000 days – Case 25

days according the fashion presented in figure 9. For the remaining cases, up to the age for which the mechanical analysis has carried



**Figure 10**  
Evolution of stresses on the concrete for 40% moisture content



**Figure 11**  
Normal stress field in the concrete at 4000 days - Case 16

out, the field of creep displacements presented similar features differentiated, solely, by their numeric values, table 2. The smallest increase of creep displacements was registered for case 9, which refers to the smallest slump test abatement. The magnitude of such a displacement was about 2.8 mm, corresponding to 1.3 times the displacement at the instant of loading. The largest increase of creep displacements, in the other hand, was registered for case 19, which concerning to the highest slump test abatement, reaching a magnitude about 7.1 mm, that corresponds to 3.5 times the displacement at the instant of loading.

Due to creep strains the mass of the concrete experienced stress relief. The stress magnitudes evolved in accordance to the curves of figure 10. For case 16 the stresses field stabilised itself according the aspect illustrated in figure 11. For the other cases, the fields of stresses display similar fashion, differing mainly with regard to the stresses magnitudes, table 2. The lowest stress relief was about 10%, registered in case 3, that is referred, to the lowest slump test abatement while one of the largest stress relief was about 35%, verified to the case 26, referring to the highest slump test abate-

ment. It is observed from the comparison between figures 7 and 11 that the creep strains have intensified the stresses disturbance at the column top region.

As a result of the creep effect the stresses on the reinforcement steel bars evolved according the curves of figure 12, noting up their magnitude increase. The smallest overstress was registered to the case 9, referring to the lowest slump test abatement, whose variation was about 164%, table 2. On the other hand, the largest one was observed in cases 19, 20, 22, 23 and 25, referring to the highest slump test abatement culminating, according table 2, in the material yielding, in some cases, already, after 500 days from the concrete cast.

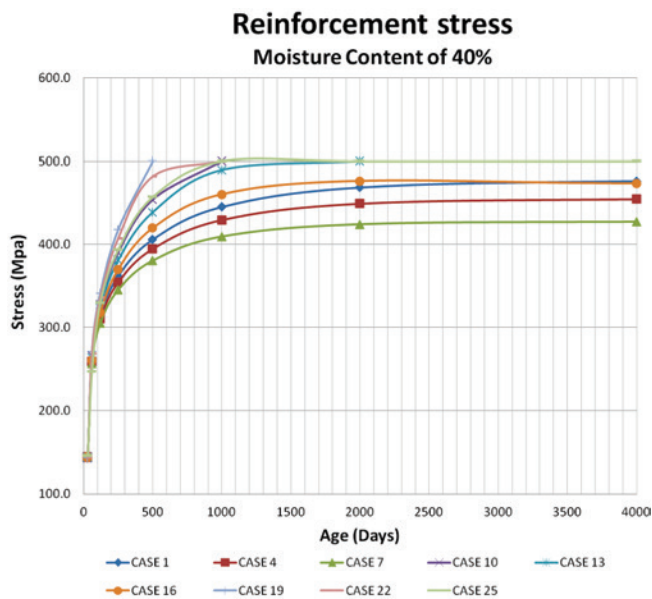
The fresh concrete consistency effect upon the concrete sound creep strains is enhanced from the curves of figure 13. The obtained results reveal that, for the crescent range by the slump test abatement from 0 to 4 cm, from 5 to 9 cm and from 10 to 15 cm, the effective creep coefficient, that is defined as the ratio between the column shortening due to creep and its value registered at the instant of loading, presented the crescent values 2.4, 2.9 and 3.5, resulting on a difference of approximately 47%, between the largest and the smallest values for such parameter.

## 7. Conclusions

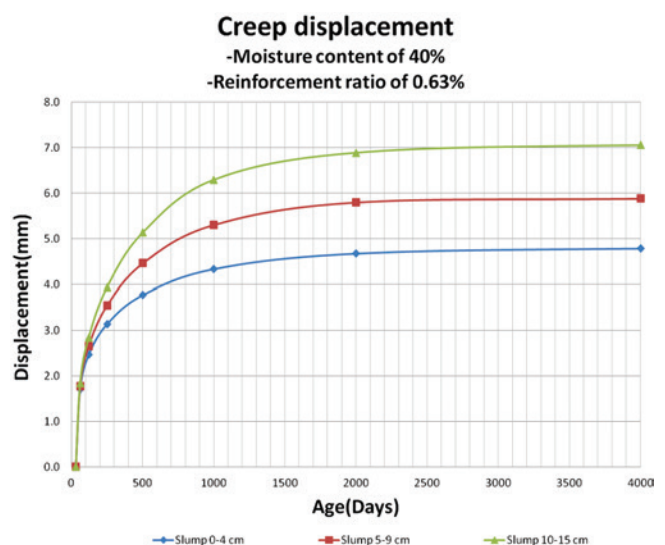
This work refers to the analysis of the fresh concrete consistency effect upon creep strains on reinforced concrete thin-walled columns, on the basis of a state model, from a non-linear orthotropic formulation and the finite element approximation.

In order to the fulfilment this subject, some cases differentiated among themselves by the slump test abatement, by the reinforcement ratio and by the moisture content were studied

The obtained results showed that for the adopted values by environmental conditions and the parameters of the analysed cases, the creep strains, virtually, reaches the stationary condition before



**Figure 12**  
Evolution of stresses on the reinforcement for 40% moisture content



**Figure 13**  
Creep displacements according the concrete consistency

the age of 4000 days from concrete cast.

Furthermore, it was noted the occurrence of stresses relief in the mass of concrete that was as greater as higher the slump test abatement, as it would be the expected trend.

The analysis performed in this paper pointed out too, the occurrence of stresses increase on the reinforcement steel bars as yeah reported in [3] that, for some of the highest slump test abatement cases, culminated with the material yielding condition, as reported in [8], already, at 500 days from the concrete cast.

In addition, it was observed that, the effective creep coefficient, defined as the ratio between the column shortening due to creep and the observed contraction at the instant of loading, assumed values as greater as higher the slump test abatement, enhancing in this way that, as softer the fresh concrete consistency the larger the creep strains.

It is worthwhile to mention that, in some of those studied cases whose slump test abatement was the highest, the creep strains at earlier ages were so pronounced that the steel of the reinforcement bars reached the yielding condition too precociously and so the column lost its structural stability before the concrete creep strains had reached the stationary stage. In this way, as a matter of fact, the concrete creep displacements presented values much lower than it would have been if still yielding had not occurred so early.

## 8. Acknowledgements

This report is part of a research work on the numerical simulation of the creep strains on reinforced concrete members supported by the Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES and by the Pró-Reitoria de Pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. Their support is gratefully acknowledged.

## 9. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [2] HOGNESTAD, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bolletin n. 399, Urbana, Illinois, Vol. 49, n 22, 1951.
- [3] KATAOTA, L.T.; MACHADO, M.A.S.; BITTENCOURT, T.N. Análise Numérica da Transferência de Carga do Concreto para a Armadura em Pilares de Concreto Armado Devida à Fluência e Retração. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 52, 2010. Fortaleza. Anais... Fortaleza: IBRACON, 2010.
- [4] KAWANO, A.; WARNER, R.F. Model Formulations for Numerical Creep Calculations for Concrete. Journal of Structural Engineering, [S.l.], vol. 122, n. 3, p. 284-290, 1996.
- [5] KUPFER, H.B.; GERSTLE, K.H. Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. Journal of Engineering Mechanics, [S.l.], vol. 99, n. 4, p. 853-866, 1973.
- [6] KWAK, H.G.; FILIPPOU, F.C. Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, Califórnia, 1990.
- [7] MADUREIRA, E.L. Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.
- [8] MADUREIRA, E.L., SIQUEIRA, T.M. and RODRIGUES, E.C. Creep Strains on Reinforced Concrete Columns. IBRACON Structural and Material Journal, Vol. 6, n.4, p. 537-560, 2013.

Volume 11, Number 3  
June, 2018  
ISSN: 1983-4195

### Contents

- Comparison between resistant load contours generated considering the parabolic-rectangular (DPR) and the rectangular (DR) stress-strain diagrams for rectangular sections under combined axial compression and biaxial bending***  
Y. F. FONSECA and A. S. C. SILVA  
455
- Effect of corrosion degree on mechanical properties of reinforcements buried for 60 years***  
C. E. T. BALESTRA, M. G. LIMA, A. Z. MENDES and R. A. MEDEIROS-JUNIOR  
474
- Influence of the placement rate on the fresh concrete lateral pressure in the design of formworks***  
M. O. SOUSA, N. S. SANTOS, R. L. PEREIRA and P. C. R. MARTINS  
499
- Nonlinear analysis of concrete structures using GFEM enrichment strategy with a microplane constitutive model***  
A. R. V. WOLENSKI, A. B. MONTEIRO, S. S. PENNA, R. L. S. PITANGUEIRA and F. B. BARROS  
523
- Structural analysis of composite metakaolin-based geopolymer concrete***  
F. PELISSER, B. V. SILVA, M. H. MENDER, B. J. FRASSON, T. A. KELLER, A. J. TORII and R. H. LOPEZ  
535
- Evaluation of the chloride penetration and service life of self-healing concretes activated by crystalline catalyst***  
P. HELENE, G. GUIGNONE, G. VIEIRA, L. RONCETTI and F. MORONI  
544
- Soil-structure interaction analysis considering concrete creep and shrinkage***  
L. M. P. ROSA, B. R. DANZIGER and E. M. L. CARVALHO  
564
- Coding the "New Implicit Method" in MatLab for preliminary tunnel design***  
W. C. FERRÃO and D. BERNAUD  
586
- Pullout performance of steel bars partially bonded in concrete with epoxy resin***  
R. H. SOUZA, M. E. TAVARES and D. V. FERNANDES  
598
- Influence of transverse rebars on bond between steel reinforcement and cellular concrete with very low compressive strength***  
P. R. N. SOUDAIS, J. S. CAMACHO and G. A. PARSEKIAN  
620
- Fresh concrete consistency effect on thin-walled columns creep phenomenon***  
E. L. MADUREIRA and L. A. PAIVA  
644