# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL



**Effects of replacement of binder content on bond strength of mortars** E. B. C. COSTA, B. L. DAMINELI, V. B. FREITAS and V. M. JOHN

Analysis of the behavior of reinforced concrete columns strengthened with sleeve wedge bolts and a self compacting concrete layer

M. G. MARQUES, A. P. A. R. LISERRE, R. B. GOMES and G. N. GUIMARÃES

Heat treatment of processing sludge of ornamental rocks: application as pozzolan in cement matrices J.G. ULIANA, J. L. CALMON, G. L. VIEIRA, J. E. S. L. TEIXEIRA and E. NUNES

**Towards actual brazilian traffic load models for short span highway bridges** C. E. ROSSIGALI, M. S. PFEIL, R. C. BATTISTA and L. V. SAGRILO

Structural assessment of a RC Bridge over Sororó river along the Carajás railway J. C. L. MATOS, V. H. L. BRANCO, A. N. MACÊDO and D. R. C. OLIVEIRA

Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity <u>N. G. B. ALBUQUERQUE and V. H. L. BRANCO</u>

Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs L. A. FEITOSA and E. C. ALVES

Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking B. R. B.RECALDE, F. P. S. L. GASTAL, V. R. D'A BESSA and P. F. SCHWETZ

### **Editorial**

#### http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000200001

#### We are now releasing the second issue of the 2015 volume of IBRACON Structural and Materials Journal (Volume 8, Number 2, April 2015). Eight articles focus on relevant topics of concrete structures and materials. The objective of the first article is to evaluate the effect of binder content on bond strength of mortar-brick interface. The second article presents an analysis of the behavior of reinforced concrete columns strengthened with sleeve wedge bolts and a self-compacting concrete layer. The third article reports a study on the performance of the processing sludge of ornamental rocks and grinding after heat treatment, aiming at their potential application as partial substitute for cement. Another article discusses the results obtained in the first stages of an investigation on traffic load models for short span highway bridges. The article includes a comparison between the static effects due to the actual traffic of heavy vehicles and those generated by the live load model from the current Brazilian code NBR 7188. The fifth article draws on the structural assessment of a reinforced concrete bridge over Sororó River along the Carajás Railway. The following article presents an assessment of the structural performance of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity. The seventh article discusses the global stability of tall buildings with prestressed slabs. The last article of this issue presents a numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking.

We would like to acknowledge authors and reviewers' contribution to maintain the quality of our Journal.

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

Estamos lancando a segunda edição do volume de 2015 da Revista IBRACON de Estrutura se Materiais (Volume 8, Número 2, Abril de 2015). Oito artigos abordam temas relevantes de materiais e estruturas de concreto. O objetivo do primeiro artigo é avaliar o efeito do teor de ligante na resistência de aderência da interface argamassa-substrato. O segundo artigo apresenta uma análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçadas com chumbadores de expansão e uma camada de concreto auto-adensável. O terceiro artigo relata um estudo sobre o desempenho da lama de processamento de rochas ornamentais e de moagem após tratamento térmico, visando a sua potencial aplicação como substituto parcial do cimento. Outro artigo discute os resultados obtidos nos primeiros estágios de uma investigação sobre modelos de carga de tráfego para pontes rodoviárias de pequenos vãos. O artigo inclui uma comparação entre os efeitos estáticos devido ao tráfego real dos veículos pesados e os gerados pelo modelo de carga móvel da normal brasileira atual NBR 7188. O quinto artigo baseia-se na avaliação estrutural de uma ponte de concreto armado sobre o rio Sororó junto à Estrada de Ferro Carajás. O artigo seguinte apresenta uma avaliação do desempenho estrutural de ligações de borda em lajes lisas de concreto armado sob os efeitos da excentricidade externa. O sétimo artigo discute a estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. O último artigo desta edição apresenta uma análise numérica de flexão em lajes nervuradas considerando os efeitos de fissuração do concreto.

Agradecemos a contribuição de autores e revisores para a manutenção da qualidade do nossa Revista.

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

#### **Editorial Board**

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

#### Reviewers

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

Volume 8, Number 2 April 2015 ISSN: 1983-4195



Cover: Thera Faria Lima Enterprise, São Paulo

Courtesy: CYRELA, SÃO PAULO



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

#### IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto Founded in 1972

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

Editors Américo Campos Filho (Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

Romilde Almeida de Oliveira (Brazil)

# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**

**IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL** 

### Contents

Effects of replacement of binder content on bond strength of mortars	
E. B. C. COSTA, B. L. DAMINELI, V. B. FREITAS AND V. M. JOHN	
	66
Analysis of the behavior of reinforced concrete columns strengthened with sleeve wedge bolts and a self compacting concrete layer M. G. MARQUES, A. P. A. R. LISERRE, R. B. GOMES AND G. N. GUIMARÃES	
	88
Heat treatment of processing sludge of ornamental rocks: application as pozzolan in cement matrices J.G. ULIANA, J. L. CALMON, G. L. VIEIRA, J. E. S. L. TEIXEIRA AND E. NUNES	
	100
Towards actual brazilian traffic load models for short span highway bridges	
C. E. ROSSIGALI, M. S. PFEIL, R. C. BATTISTA AND L. V. SAGRILO	
	124
Structural assessment of a RC Bridge over Sororó river along the Carajás railway	
	140
Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity N. G. B. ALBUQUERQUE AND V. H. L. BRANCO	
	164
Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs L. A. FEITOSA AND E. C. ALVES	
	196
Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking	
B. R. B.REGALDE, F. P. S. L. GASTAL, V. R. D'A BESSA AND P. F. SCHWETZ	225
	223

### Aims and Scope

#### Aims and Scope

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

#### Objectives

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

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

#### **Submission Procedure**

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

#### **Contribution Types**

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

A technical note is a brief manuscript. It may present a new feature of research, development or technological application in the areas of Concrete Structures and Materials, and Civil Construction. This is an opportunity to be used by industries, companies, universities, institutions of research, researchers and professionals willing to promote their works and products under development. The instructions to submit a technical note are detailed on IBRACON's WebSite.

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

#### **Internet Access**

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

#### Subscription rate

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

#### Photocopying

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

#### Copyright

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

#### **IBRACON**

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

#### Disclaimer

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

#### **Objetivos e Escopo**

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

#### Objetivos

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

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

#### Submissão de Contribuições

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

#### Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

#### Acesso via Internet

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

#### Assinatura

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

#### Fotocópias

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

#### **Direitos autorais**

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

#### IBRACON

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

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

#### Aviso Legal

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

### **Diretoria**

#### Diretoria Biênio 2013/2015

**Diretor Presidente** Túlio Nogueira Bittencourt

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

Diretor 1º Vice-Presidente Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente Nelson Covas

**Diretor 1º Secretário** Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Carlos José Massucato

Diretor de Marketing Hugo da Costa Rodrigues Filho

**Diretor de Eventos** Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos Maurice Antoine Traboulsi

**Diretor Técnico** Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Paulo Helene

**Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento** Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

**Diretor de Cursos** Iria Lícia Oliva Doniak

**Diretor de Certificação de Mão-de-obra** Roseni Cezimbra

#### Conselho Diretor Biênio 2013/2015

#### Sócios Titulares Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin Cláudio Sbrighi Neto Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho Augusto Carlos de Vasconcelos Nélson Covas Vladimir Paulon Antonio Laranjeiras Enio Pazini Figueiredo Júlio Timermam Luis Prado Vieira Júnior

#### Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo L. A. FALCÃO BAUER FURNAS ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto GERDAU ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem CNO – Companhia Norberto Odebrecht OTTO BAUMGART

#### **Conselheiros Permanentes**

Eduardo Antonio Serrano Paulo Helene Ronaldo Tartuce Rubens Machado Bittencourt Selmo Chapira Kuperman Simão Priszkulnik



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Effects of replacement of binder content on bond strength of mortars

# Efeito do teor de substituição do ligante na aderência de argamassas

E. B. C. COSTA <sup>a</sup> elianecosta@utfpr.edu.br

B. L. DAMINELI <sup>b</sup> bruno.damineli@Ime.pcc.usp.br

V. B. FREITAS ° veronicafreitasb@gmail.com

V. M. JOHN <sup>b</sup> vmjohn@lme.pcc.usp.br

#### Abstract

The reduction of binder content in cementitious systems is an effective way to mitigate environmental impacts without increasing costs. The main purpose of this study is to evaluate the effect of content binder on bond strength of mortar-brick interface. For thus, it was studied mortars produced with two limestone fines with different particle size distribution. The limestone fines were added at rates of 0% to 60% at increments of 15% as partial volume replacement of binder. Mortars were prepared in proportion of 1:3 (binder + limestone: sand) in volume. The water content was kept constant and equal to 18% in relation to total weight of solids. The mechanical property of mortars was evaluated by tensile strength and the performance of interface by bond strength tests at 14 days. Results indicate that is possible make mortars with 45% less than binder without reducing bond strength. Thus, the use of appropriate particles of limestone can produce more environmentally friendly concrete and rendering mortars by reducing its binder factor without affecting its performance.

Keywords: limestone; binder content; bond strength; mortars.

#### Resumo

A redução do teor de ligante em produtos cimentícios é uma forma eficiente de mitigar os impactos ambientais sem aumentar os custos. O objetivo deste trabalho é estudar efeito do teor de ligante na resistência de aderência da interface argamassa-substrato. Para tanto, foram empregadas argamassas produzidas em laboratório com dois finos calcários com distribuições granulométricas diferentes. Os finos calcários foram adicionados em teores de 0% a 60% em taxas de incrementos de 15% em substituição ao volume de ligante. As argamassas foram preparadas na proporção de 1:3 (ligante+calcário: areia) em volume. O teor de água foi mantido constante e igual a 18% em relação à massa total de sólidos. O desempenho mecânico das argamassas foi avaliado pela resistência à tração por compressão diametral e o da interface pela resistência de aderência à tração, ambos aos 14 dias. Os resultados indicaram que é possível produzir argamassas com substituição de 30% do ligante por fino calcário sem reduzir a resistência de aderência. Assim, o uso de finos calcários com granulometria adequada pode contribuir para a produção de concretos e argamassas com menor teor de ligante aumentando a ecoeficiência dos sistemas sem comprometer o desempenho.

Palavras-chave: calcário; teor de ligante; resistência de aderência; argamassas.

Received: 17 Feb 2014 • Accepted: 19 Nov 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, Paulo, Brasil;

Faculdade de Tecnologia de São Paulo, Departamento de Construção Civil, São Paulo, Brasil.

#### 1. Introduction

The adhesion between surfaces it is an important property in many practical applications in civil engineering, including injection grouts, masonry, rendering and adhesive mortars, and aggregate-mortar interfaces in concretes. In cementitious systems, the interfacial transition zone (ITZ) between the substrate (either an external substrate such as a brick or an internal one such as an aggregate) and the cement paste is considered the weakest zone in cementitious composites because it is more porous than the bulk paste. The porosity of this region can be improved by the reduction of the water content, by the compaction energy, by the addition of fine particles and by the degree of hydration of the binder [2,3]. The roughness of the surface, the viscosity of the cementitious matrix, also determine the contact area between the substrate and the matrix.

There have been a number of studies demonstrating it is possible to reduce the porosity of the ITZ and improve the strength of concrete and mortars by adding or replacing clinker with supplementary materials such as silica fume, blast-furnace slag, fly ash and limestone. Particles finer than those of conventional cements, reactive or not, can reduce the porosity by the filler effect act as nucleation sites and by the hydration reactions [3,4]. Pozzolanic materials, for instance, react with calcium hydroxide and form hydrated silicate calcium, thus densifying the interface [5].

However, owing to the limited availability of more reactive supplementary cementitious materials, such as fly ash and blast furnace slag [6], much higher values of ultrafine may become standard for improve cementitious systems. Moreover, the replacement of binder by fines particles will contribute to reducing  $CO_2$  emissions generated by cement production. Thus, limestone fines become an attractive solution.

The primary effect of using limestone as a filler in cement-based materials is that it reduces the porosity of the cement by physical effect. Additionally, it can also act as a reactive participant in the hydration process and/or accelerate the binder reaction, owing to the nucleation effect. At normal temperatures (~25°C), limestone can react with the sulfoaluminates, altering the mineralogy of hydrated cement pastes and generating monocarboaluminate, thereby increasing the volume of solids up to 0.5% [7,8] showing little impact in the compressive strength. The amount of limestone filler that can react is limited by sulphate and alumina contents of the cement and even when it is added in amounts as small as 5%, thermodynamic simulations show that not all of it is consumed 7]. For higher amounts, the potential for subsequente reactions is reduced, with the added limestone acting only as a filler.

Replacing 15% to 20% of the binder with limestone filler does not have a significant impact on the compressive strength [10–12], even if one does not control the size distribution and surface area of the resulting particles. Camiletti *et al.* [13] found that the addition of micro-and nanoparticles of CaCO<sub>3</sub> in concrete creates a denser microstructure and increases the effective water/solid ratio, because the CaCO<sub>3</sub> particles cover and fill the voids between the hydration products as well as the space around the larger particles. There is no evidence that the replacement of the binder with limestone in such high amounts has an effect on the ITZ, including on the bond strength between the cement paste and substrates such as aggregates and bricks.

Thus, the aim of this study was to investigate the effects of replacing the binder with limestone fines with different particle size distributions on the interfacial bond strength of mortar-brick composites.

#### 2. Materials and methods

The effects of the limestone content on the bond strength were evaluated using a reference mortar (sand and cement) and mortars prepared by partially replacing the binder with limestone fines in contents of 15%; 30%; 45% and 60% of the total volume of cement applied on the surfaces of the clay bricks treated with a water repellent. The mortars were prepared in proportion of 1:3 in volume, this is, 25 parts of fines (binder and limestone) and 75 parts a sandquartz aggregate by volume. The water content was kept constant at 18% of the total weight or mass of the solids. It was used two types of limestone fines with different particle size distribution, one thinner than and other with similar cement particle size. The mechanical performance of mortars was evaluated by the tensile strength and of the interface by bond strength tests both after 14 days.

#### 2.1 Substrate used

Mortars were applied on extruded fire ceramic clay-type bricks, selecta type, dimensions  $9 \times 19 \times 39$  cm. The pore size distributions of the bricks were determined by mercury intrusion porosimetry of samples, equipment Micromeritics – Autopore III 9420, adopting as test conditions: surface tension of mercury equal to 0.485 N/m; density of 15.53 g/cm<sup>3</sup> and contact angle mercury/solid 130°. The samples was taken from the surface up to a depth of 2 mm. The total pore volume was equal to 36% and the pore size distribution is shown in Figure 1.

#### 2.2 Preparation of substrates

In order to avoid the effects of capillary suction by the substrate, which could affect the on fluid transporting of mortar, a waterrepelling agent based on octyltriethoxysilane (Dow Corning-IE 6683) was applied on the surfaces of the bricks used as substrates. The water repelente was diluted in a weight ratio of 1:9





(water repelente:water) and applied on the brick surfaces with a brush in three consecutive layers. Then, the bricks were dried in air for 24 h before applying mortar.

The effectiveness of this treatment was measured throught capillary water absorption and on the basis of the contact angles of the treated and untreated bricks with silane. In order to facilitate the execution of the tests, the bricks were cu tinto dimensions of 10 x 10 cm; cutting was performed dry with diamond saw. After the Table 1 - Contact angles between waterdrops and untreated bricks and brickstreated superficially with silane 60 s after theplacement of the drop

Silane treatment	n	Average	CV (%)			
No – CER	30	35.4°	20			
Yes – CER-H	30	100.1°	10			
n – number of specimens evaluated: CV – coefficient of variation.						

cutting, the lateral surfaces of the specimens were sealed with silicone rubber in order to ensure one-dimensional water transport. The amounts of water absorbed by capillary action by the bricks were measured using the method described by Taha et al. [15]. The specimens were immersed in water at a depth of 5 mm for 1, 5, 10, 30, and 60 min. The amounts of water absorbed by capillary suction were determined by weighing the specimens and calculating the differences in their weights. For each situation were evaluated six specimens whose results are shown in Figure 2. The contact angles of the bricks were measured using the sessile drop method; a contact-angle goniometer (DSA10, Krüss) was employed for the purpose. The measurements were made 60 s after the placement of the drop. The values were recorded at 25°C using deionised water; all the droplets were 8 µL in volume. The obtained results are shown in Table 1 and they are the averages of thirty measurements performed for each specimen type. The results of the absorbed-water and contact-angle measure-

Table 2 – Chemical compositions of the cement and limestone fines used						
	Comont	Limesto	ne fines			
Oxides (%)	Cemenr	LF1	LF2			
CaO	61.6	47.7	47.5			
SiO <sub>2</sub>	17.6	1.94	4.16			
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.98	0.59	0.40			
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.62	< 0.10	< 0.10			
MgO	1.99	5.99	5.64			
Na <sub>2</sub> O	0.33	0.00	0.00			
K <sub>2</sub> O	1.00	< 0.10	< 0.10			
SO3	3.69	< 0.10	< 0.10			
Loss on ignition – NBR - NM 18/04	4.87	43.1	41.2			
Free calcium oxide - NBR - NM 13/04	2.29	-	-			
Insoluble residue – NBR - NM 15/04	0.48	2.97	6.82			
CO <sub>2</sub> (carbono dioxide) - NBR - NM 20/04	2.67	41.6	39.4			
Equivalent álcalis in mass % of $Na_2O^1$	0.99	-	-			
$^{1}$ Equivalent alkali content expressed as Na2O = % Na2O + 0,658 x % K2O.						



ments indicated that the silane-based water repellent agent had a significant effect on the capillary action-based water absorption by the clay bricks. The amount of water absorbed by the silanetreated bricks was 91% lower than that in the case of the untreated bricks after immersion in water for 60 min. Thus, the treatment was effective in significantly decreasing capillary absorption.

#### 2.3 Particulate materials: cement; limestone fines and sand

The mortars were prepared using Portland cement type CPV ARI

(Cauê), two types of limestone fillers (LF1 and LF2), commercially called as Procarb 1 and Procarb 5 (Provale) having different particle size distributions, and crushed granite sand.

Table 2 shows the chemical compositions of the cement and limestone fines, were determined by X-ray fluorescence (XRF)<sup>1</sup> analysis and complementary chemical analysis. The calcium carbonate content was determined from the relationship between the molecular weight of calcium carbonate and carbon dioxide (Equation 1), which was determined by chemical analysis. The results of the chemical analysis revealed that LF1 contained fewer impurities (SiO<sub>2</sub>+Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>+Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) than did LF2 and that both contained calcium and dolomite carbonates.

$$\% CaCO_3 = \frac{M_{CaCO_3}}{M_{CO_2}}.CO_2$$
 (1)

Where

 $M_{CaCO_3} = 100 \text{ e } M_{CO_3} \text{ . } = 44$ 

The particle size distributions of the cement and the limestone fines were measured through laser diffraction analysis (MSS Mastersizer, Malvern) with accessory Hydro 2000 A for analysis in wet. The powders were suspended in deionised water and dispersed for 1 min using ultrasonic waves with rotation speed of 1800 rpm until to obscuration of 10%. The measurements were performed in sets of four consecutive 1-min runs per sample. The particle size distribution of the sand was determined by direct sieving and it was dried previously at 105°C. The sand used showed 34.77% of pulverulent materials (particles less than 75  $\mu$ m).

Figure 3 shows the particle size distributions of the raw materials, while their physical properties are listed in Table 3.

The results show that both the limestone fines had particles finer than those of the binder. It can be seen in Fig. 3 that the particles of the cement and LF2 had the same maximum size (approximately 60  $\mu$ m),

Table 3 – Physical properties of the Cement, limestone fines, and sand used							
	Comort	Limestone fi	Limestone fines				
rnysical piopenies	Cement	LF1	LF2	Sana			
Density (g/cm <sup>3</sup> ) <sup>1</sup>	3.04	2.63	2.64	2.82			
BET specific surface área (m²/g)²	1.87	2.97	1.46	-			
BET volumetric surface área (m²/cm³)³	5.69	7.81	3.85	-			
Surface área by laser diffraction <sup>4</sup>	0.39	0.89	0.53	-			
Aspect ratio⁵	4.8	3.3	2.7	-			
D10	2.87	1.39	1.89	102.27			
D50	16.27	3.97	11.10	216.79			
D90	39.25	10.94	32.52	406.94			

<sup>1</sup> Density – determined using a helium pycnometer (Quantatrome – MVP 5DC) – average of three determinations; <sup>2</sup> Specific surface area (BET) – ASTM D 3663/03 – determined using a BET multipoint N2 physisorption apparatus (ASAP 2010, Micromeritics); <sup>3</sup> Volumetric surface area (VSA) = Specific surface area/density; <sup>4</sup> Surface area estimated by laser diffraction analysis.

IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2

69

<sup>1</sup> The test was performed following the general guidelines of ISSO/FDIS 29581-2:2009(E) – Cement – Test methods – Part 2: Chemical analysis by X-ray fluorescence e fluorescence spectrometer X-ray (Panalytical – Minipal Cement), from fused inserts, using fluxes based on mixture of lithium tetraborate/lithium metaborate MAXXIFLUX (66,67% de Li<sub>2</sub>B<sub>4</sub>O<sub>7</sub>; 32,83% de LiBO<sub>2</sub> e 0,50% de LiBr), with ratio of 1,0: 6,75 (sample:flux) em g.

limestone fines (LF1 and LF2) analysed individually						
Limestone fine content on mortar (%)	Mix proportion in (% vol) (cement: limestone fine: sand)	Mix proportion (% mass) (cement: limestone fine: sand)	w/c ratio	Cement consumption (kg/m³)		
0	1:0:3.0	1:0:2.8	0.68	593.0		
15	1:0.2:3.5	1:0.2:3.3	0.80	504.1		
30	1:0.4:4.3	1:0.4:4.0	0.96	415.1		
45	1:0.8:5.5	1:0.7:5.1	1.22	326.2		
60	1:1.5:7.5	1:1.3:7.0	1.67	237.2		

## Table 4 – Mix proportion of mortars studied, a traditional cement mortar with 0% of limestone

but the filler had a greater number of particles smaller than 15  $\mu$ m. The limestone filler LF1 was much finer than the other fines, with its maximum particle size being approximately 20  $\mu\text{m}$  and at least 90% of its particles being smaller than 11  $\mu m$  (D90). The D90 values of LF2 and the cement were 33  $\mu$ m and 39  $\mu$ m, respectively.

Table 3 also shows that volumetric surface area (VSA) of LF1 was 37% higher than that of the cement, while the VSA value of LF2 was 32% lower than that of the binder. The aspect ratio was determined by dividing the Brunauer-Emmett-Teller (BET) surface area (or the VSA) by the surface area (or the VSA) estimated from the particle size distribution assuming that the particles were perfectly smooth, solid spheres [14]. The results show that, for the three powdered raw materials, the aspect ratio was greater than 1, indicating that either the particles were not perfectly spherical or that they had rough surfaces. The limestone particles exhibited lower aspect ratios than that of the cement particles, and the aspect ratio of the LF2 particles was lower than that of the LF1 particles, suggesting that the former were more spherical and/or smoother than the latter.

#### 2.4 Mixture proportions of mortars

Nine mortars were studied, a traditional cement mortar and eight

mortars with the replacement of cement by limestone fines, LF1 and LF2, at levels of 15%, 30%; 45% and 60% by volume. The water content (deionised water) was constant at 18 wt% for all the compositions. This corresponds to water cement ratio varying between 0.62 and 1.54, typical of mortars. The proportion of the mortars as well as the consumption of cement and water-cement ratio as shown in Table 4.

#### 2.5 Mix of mortars

Mortars were mixing using a Hobart Model A-200 food mixer. The solid componentes was premixed for 1 min inside a plastic bag. Then, it was placed in the vessel and water was added to the dry powder during the first minute. Mortars were mixed for five minutes, one minute at low speed (140 rpm) and the others in a high rotational speed (500 rpm). Each batch was mixed with 2 kg of dry mortar.

After the mixing, the density of the freshly mixed mortar was measured using the gravimetric method according to Brazilian standard ABNT NBR 13278:2005 to determine the amount of air entrapped with the mortar. The results, shown in Table 5, show that air content

#### Table 5 - Characterization of mortars studied in fresh and hardened state and the results of bond strength at 14 days for mortars with 0%; 15%; 30%; 45% e 60% of the replacement of binder applied on the surfaces of the clay bricks treated with a water repellent

	Lir	nestone fine 1 (I	LF1- D90 = 11 µ	ım)	Limestone fine 2 (LF2 - D90 = 33 µm)			
Limestone	mestone Fresh state		Hardened state		Fres	n state	Hardened state	
fine content (%)	Density (g/cm³)	Air content (%)	Tensile Strength (MPa)	Bond Strength (MPa)	Density (g/cm³)	Air content (%)	Tensile strength (MPa)	Bond strength (MPa)
0	2.17	5.0	4.85±0.22	0.38±0.15	2.17	5.2	4.85±0.22	0.38±0.15
15	2.26	0.7	4.24±0.51	0.49±0.15	2.23	2.0	3.90±0.57	0.41±0.12
30	2.24	1.1	2.99±0.49	0.45±0.16	2.21	2.5	3.45±0.61	0.42±0.19
45	2.23	1.4	2.67±0.40	0.34±0.09	2.19	3.0	2.27±0.24	0.45±0.14
60	2.25	0.1	1.92±0.16	0.18±0.06	2.20	2.2	1.44±0.14	0.26±0.09

of reference mortar was higher for mortar with limestone fines, but in all the cases the amounts were low less than 6%.

#### 2.6 Tensile strength by brazilian test

The mortars were evaluated by the splitting tensile strength test

(i.e., the Brazilian test). For each mortar type, six samples 50 mm in diameter and 20 mm in height were cast with PVC moulding aid. The specimens were moulded in a single layer, and the excess mortar was removed with a spatula. After 24 h, mortars were removed of the mould and the samples were cured in dry chamber at a relative humidity (RH) of approximately 50% and temperature of

Figure 4 – Specimens used for the bond strength tests. (a) the individual specimens were moulded a few centimetres apart from each other over the ceramic substrate allowing the cutting procedure to be eliminated; it were cast using plastic ring moulds (50 mm in diameter and 20 mm in heigth) (b) Specimens after the aplying of mortar and the remotion of plastic ring mould. (c) Side view of specimen after the gluing metallic pull-head plates on the mortar surface (c) the pull-off tensile tests were performed using a traction dynamometer (DTE 5000, Dynatest). Photos: Mario Takeashi (USP)









 $23^{\circ}$ C for 14 days. This procedure attempts to simulate the cure the realized in mortar coatings.

The splitting tensile strength test (i.e., the Brazilian test) were performed using a universal testing machine (Model 5569, IN-STRON) with a 50 kN load cell; the stress rate was 0.01 MPa/s.

#### 2.7 Bond strength test

Figure 4 shows details of the production and preparation of specimens for the bond tensile strength test and the equipment used.

For this test, eighteen specimens were cast over brick surfaces using plastic ring moulds (50 mm in diameter and 20 mm in height). This strategy was adopted to eliminate the need for the cutting procedure to produce a sample for the pull out test. Very fluid mortars were applied to the ceramic bricks in a single layer without compaction.

The excess mortar was removed with a spatula immediately after the molding. The ring moulds were removed from the hardened specimens on the bricks 24 h after the casting process, and then the systems, that is, the bricks and the mortar specimens, were cured in dry chamber at a temperature of 23°C and RH of 50% for 13 days. Before the gluing metallic pull-head plates the mortar surface was cleaned to remove loose particles. It was used a polyester adhesive. After 24 h, the pull-off tensile tests were performed using a traction dynamometer (DTE 5000, Dynatest).

#### 2.8 Binder use efficiency indicator

The efficiency use of binder was measured by the binder intensity indicator(bi) proposed by Damineli *et al.* [23] which measures the total amount of binder necessary to deliver one unit of a given performance indicator (Equation 2):



where *b* is the total consumption of binder materials in kg/m<sup>3</sup> and *p* is the performance requirement. In this paper, it was measured the amount of binder required to achieve 1 MPa of tensile strength of mortars and bond strength of system mortar-brick.



#### 3. Results and discussion

#### 3.1 Mechanical strength of mortars

The mechanical properties of mortars was evaluated by the splitting tensile strength test. The results show that the mechanical properties of the mortars decrease with an increase in their limestone fines content, as shown in Figure 5. Similar results have been reported in the literature for the compressive strength of a concrete [9,12] to which limestone filler had been added.

There is a trend of reduction in tensile and compressive strength when the water content was kept constant and for high replacement rates owing to the dilution effect, that is, increasing the water/cement ratio (see Table 4). Simultaneously, the increase of water/cement ratio, the addition of limestone fines will also reduce the volume of the hydrated products [17], which for a constant water content implies an increase of porosity with a consequente decrease of strength.

## Table 6 - Variance analysis (ANOVA) of the effect of the type and content of limestone fine on bond strength

Source of variation	SS	DF	MS	Fcal	Ftab	Result
Limestone fine type (A)	0.01	1	0.08	0.44	3.89	Non-Significant
Limestone fine content (B)	1.08	4	0.27	14.50	2.42	Significant
AB	0.24	4	0.06	3.16	2.42	Non-Significant
Residual	3.69	197	0.02	-	-	-
Total	5.02	206	0.36	-	-	-
Legend: SS= sum of squares; DF= Degrees of freedom; MS= Mean squares; F= Fisher's parameter for significant teste of the effects.						



Fineness and particle size distribution of particles seem to be important. In all the cases, the replacement of binder by limestone fine LF1 resulted in tensile strength in average about 20% higher than the use of limestone fine LF2. For example, mortars with 15% of replacement of binder had a reduction in tensile strength of 13% and 20% for LF1 and LF2, respectively.

Particle size distribution of cement and fines can affect the packing of particles explaining this behaviour. The reduction of particle size tends to improve the packing decreasing the porosity of mortar and, thereby increasing the mechanical strength. This will occur if the particles are dispersed. Further investigations regarding the packing and dispersing particles will be developed in the future.

#### 3.2 Bond strength

Table 6 shows the results of the variance analysis (ANOVA)<sup>2</sup> of the effect of the type and content of limestone fine on bond strength. The results showed no significant differences between the types of limestone fines used. However, the limestone fine content significantly alters the bond strength value. There is no interaction between the type and the content of limestone used.

It is clear in Figure 6 that the replacement of the binder up to 45% by both limestone fines did not cause a decrease in the bond strength. For limestone content until 45% all the results have bond strength higher than those established by the NBR 13749: 1996 [25]. Only the mortar with limestone fine 1 in 60% level, did not reach the bond strength of lower limit for inside walls established by NBR 13749: 1996.

The performance reduction observed at higher levels of replacement may be occur owing to a large amount of agglomerating of the particles finer than cement. The agglomeration of the particles increases the effective size reducing packing and increasing the defects on mortar-substrate interface [21]. Antunes (2005) comparing the bond strength of mortars with and without dispersant admixture (0.6% by weight of cement) found that the use of dispersing admixture increased in an average 29% of bond strength than without dispersant mortars [22]. As previously mentioned, the effect of dispersing mortar will be studied in future investigation. Due the high variability typical of this type of testing an independent repetition was made for mortars with 0%; 45% and 60% of



#### IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2

<sup>2</sup> A statistical method of analysis of variance (ANOVA) was made using the software Statistic 6.0 da Statsoft®. The values of F<sub>celoulatos</sub> (Fcal) were compared with the tabulated values (F<sub>tab</sub>) a significance level of 5%. The value of F<sub>tab</sub> is equal to F<sub>c=0.05</sub> (v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub>) where v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub> is the degrees of freedom of the evaluated effect and of the residuals.



replacement of binder by limestone fine 2 (LF2) using the same materials, mixing procedures, application and cure procedures and equipment, but different operators to check the experimental error. The results showed the same trend and the difference between the average of repetitions was less than 25% (Figure 7).

All the mortars had rupture in mortar-substrate interface indicating that the interface region is the weakest part of the system. Thus, the bond strength express as the mechanical properties of transition zone. This indicates the enormous potential for improve the performance of this typical phase of cementitious materials.

The adhesive strength of the mortar-brick interface was 5–13 times lower than the tensile strength of the mortar body. This demonstrate that there is enormous potential for improving the performance of the ITZ. Although it is common to find in the literature references direct correlation between the bond strength and mechanical properties of mortars. There was no correlation between the average bond strength and the corresponding average tensile strength (Fig. 8); this result is in accordance with that reported by Antunes [22]. The water/cement ratio determined the tensile strength ( $R^2 = 95\%$ , power function, statistically valid regression with homogeneous and random error); however, it had a smaller effect on the bond strength ( $R^2 = 57\%$ , linear, a regression model was not valid).

The bond strength is dependent on the Van der Waals forces [13] between the particles in the mortar layer and in the substrate; this is true irrespective of whether they are hydrated or not. As pointed out by Chaterjee, these forces occur whenever the particles come sufficiently close to each other such that there is no need for continuity of the atomic arrangement [12]. This seems to be valid, within limits, for mixtures of inert particles with hydrated phases and surfaces. The porosity of the interface is magnified by the wall effect which can be reduced by the presence of particles finer than the cement [2,20].

#### 3.3 Binder use efficiency

The effect of fines particles on the system performance can be measured by the binder intensity indicator (bi) defined as the amount of



binder (kg/m<sup>3</sup>) used for 1 MPa of tensile strength at 14 days. The higher this indicator the worse the performance of the formulation. For LF1, the indicator bi was kept constant while for the LF2 there was a general trend of the decreasing of binder use efficiency with the increase of levels of replacement of binder by this limestone fine (Figure 8). This may result from a change in packing of particles because this fine had a larger amount coarse particles than LF1. This hypothesis need to be confirmed by further investigations.



In terms of bond strength (Figure 9), the replacement of binder by limestone fines reduces the binder intensity indicator – that is, there is an increase of the binder use efficiency indicating that the amount of binder needed to produce 1 MPa of bond strength is reduced when the fines particles are present. This occurs even if the bond strength of the limestone mortars is lower than the reference mortar. It was observed that even the replacement of binder by 45% of limestone fines there is no reduction of bond strength, remaining values within the acceptance limits of NBR 13749: 1996.

The results also suggested that the characteristics of the interface were less negatively affected by the dilution effect owing to the substitution of the cementitious materials by the limestone fines having similarly sized particles than did the properties of the mortar bulk. This conclusion is of great practical interest, it can be applied to improve the characteristics of the ITZ of concretes and useful for CO<sub>2</sub> mitigation in the supply chain of the cement industry [24].

#### 4. Conclusions

The effects of replacing the binder in mortars with limestone fines on the mechanical properties of the mortars, namely, the tensile and bond strengths of the mortar-brick interface, were studied. Two limestone fines, one with the average particle size as that of the binder and the other with much smaller average diameter particles, were used. The total water content were constant for all the investigated samples.

The replacement of the binder by the limestone fines at levels up to 15% reduces the tensile strength of mortars owing to dillution effect. By the other side, the replacement up to 45% did not affect the bond strength of the system mortar-substrate for both limestone studied. At higher levels 60% it was observed a reduction of this property.

There was no correlation between the average bond strength and the correspondent average tensile strength. In pratice it was possible to reduce the mortar tensile strength by a factor of 2.5 times without changing significantly the bond strength. The replacement of the binder by the limestone fillers also affected the characteristics of the ITZ in a very different manner that it did the mechanical properties, which are determined by the water/cement ratio. The binder content seemed to have less of an effect on the bond strength than it did on the tensile strength. It may be possible to formulate mortars with good adhesive strengths at lower binder contents by optimizing the particle size and their packing density using inert fines such as those of limestone fines. It was found that the bond strength. These values indicate the extent to which the properties of mortars can be improved.

Finally, the replacement of the binder by limestone fines appears to reduce the binder intensity indicator related to bond strength up to 53%. The same indicator related to tensile strength was almost constant. Therefore, the use of limestone fines seems to be a good method of increasing the binder use efficiency related to bond strength of mortars. This fact might be useful for  $CO_2$  mitigation in the supply chain of the cement industry.

The effect of the use of dispersing admixture and the evaluation of the properties of mortars in the fresh state associated with the replacement of binder by limestone fines are being investigated in parallel study.

#### 5. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the support from the São Paulo Research Foundation – FAPESP (Research Grant no. 2010/10843-7), Coordination for the Improvement of Higher Education Personell – CAPES, and CONSITRA (Brazilian Consortium for Innovation on Rendering Mortars Technology) and R&D ANEEL by Rheology Project 394-0929 / 2010 developed jointly by FUSP and Furnas.

#### 6. References

- [01] OLLIVIER, J. P.; MASO, J. C.; BOURDETTE, B. Interfacial transition zone in concrete. Advanced Cement Based Materials, v.2, 1985; p. 30–38.
- [02] SCRIVENER, K. L.; CRUMBIE, A. K.; LAUGESEN, P. The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete. Interface Science, n. 12,2004; p. 411– 421.
- [03] MOOSBERG-BUSTNES, H.; LAGERBLAD, B.; FORSS-BERG, E. The function of fillers in concrete. Mat. Struct., n.37, 2004; p. 74–81.
- [04] LAWRENCE, P., CYR, M. & RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, n.33, 2003; p.1939–1947.
- [05] MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. Pozzolanic and cementitious materials. Gordon and Breach: Amsterdam, The Netherlands, 1996.
- [06] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Developing Low CO2 Concretes: Is Clinker Replacement Sufficient? The Need of Cement Use Efficiency Improvement. Key Engineering Materials, n.517, 2012; p. 342–351.
- [07] MATSCHEI, T.; LOTHENBACH, B.; GLASSER, F. The role of calcium carbonate in cement hydration. Cement and Concrete Research, n. 37, 2007; p. 551–558.
- [08] LOTHENBACH, B.; LESAOUT, G.; GALLUCCI, E.; SCRIVENER, K. Influence of limestone on the hydration of Portland cements. Cement and Concrete Research n. 38, 2008; p. 848–860.
- [09] DAMIDOTA, D.; LOTHENBACH, B.; HERFORT, D.; GLASSER, F. P. Thermodynamics and cement science. Cement and Concrete Research, n. 41, 2011; p.679–695.
- [10] BENTZ, D. P.; IRASSAR, E. F.; BUCHER, B. ; WEISS, W. J. Limestone fillers to conserve cement in low w/c concretes: an analysis based on Powers' model. Concrete International 31, 2009.
- [11] NEHDI, M. Optimization of high strength limestone filler cement mortars. Cement and Concrete Research, n. 26, 1996; p.883–893.
- [12] TSIVILIS, S.; BATIS, G.; CHANIOTAKIS, E.; GRIGORIA-DIS, G.; THEODOSSIS, D. Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar. Cement and Concrete Research, n.30, 2000; p.1679–1683.
- [13] CAMILETTI, J.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Effects of nano- and micro-limestone addition on early-age properties of ultra-high-performance concrete. Mater Struct 1–18, 2012; doi:10.1617/s11527-012-9940-0
- [14] HUNGER, M.; BROUWERS, H. J. H. Flow analysis of

water–powder mixtures: Application to specific surface area and shape factor. Cement and Concrete Composites, n. 31, 2009; p.39–59.

- [15] REDA TAHA, M. M.; EL-DIEB, A. S.; SHRIVE, N. G. Sorptivity: a reliable measurement for surface absorption of masonry brick units. Mater. Struct. n.34, 2005, p. 438–445.
- [16] BENTZ, D. Replacement of 'coarse' cement particles by inert fillers in low w/c ratio concretesII. Experimental validation. Cement and Concrete Research, n. 35, 2005; p. 185–188.
- [17] LAWRENCE, P.; CYR, M.; RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, n. 33, 2003; p. 1939–1947.
- [18] KENDALL, K. Molecular adhesion and its applications : the sticky universe. Kluwer Academic/Plenum: New York; London, 2001.
- [19] CHATTERJEE, S. Load-bearing structures and crystal intergrowth. Nature, n.252, 1974; p.383.
- [20] HU, J.; STROEVEN, P. Properties of the Interfacial Transition Zone in Model Concrete. Interface Science, n.12, 2004; p.389–397.
- [21] ROY, D. M.; GRUTZECK, M. W.; SHI, D.; LUI, G. Cement paste aggregate interface microstructure. National Academy of Sciences, n. 79, 1993.
- [22] ANTUNES, R. P. Influência da reologia e da energia de impacto na resistência de aderência de revestimentos de argamassa. Doctoral Thesis, Escola Politécnica, University of São Paulo, São Paulo, (2005).
- [23] DAMINELI, B. L.; KEMEID, F. M.; AGUIAR, P. S.; JOHN, V. M. Measuring the eco-efficiency of cement use. Cement and Concrete Composites n.32, 2010; p.555–562.
- [24] DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. Lower binder intensity eco-efficient concretes. Eco-efficient concrete, v.1, n.624 ,2013.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13479. Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Especificação, 1996.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Effects of replacement of binder content on bond strength of mortars

# Efeito do teor de substituição do ligante na aderência de argamassas

E. B. C. COSTA <sup>a</sup> elianecosta@utfpr.edu.br

B. L. DAMINELI <sup>b</sup> bruno.damineli@Ime.pcc.usp.br

V. B. FREITAS ° veronicafreitasb@gmail.com

V. M. JOHN <sup>b</sup> vmjohn@lme.pcc.usp.br

#### Abstract

The reduction of binder content in cementitious systems is an effective way to mitigate environmental impacts without increasing costs. The main purpose of this study is to evaluate the effect of content binder on bond strength of mortar-brick interface. For thus, it was studied mortars produced with two limestone fines with different particle size distribution. The limestone fines were added at rates of 0% to 60% at increments of 15% as partial volume replacement of binder. Mortars were prepared in proportion of 1:3 (binder + limestone: sand) in volume. The water content was kept constant and equal to 18% in relation to total weight of solids. The mechanical property of mortars was evaluated by tensile strength and the performance of interface by bond strength tests at 14 days. Results indicate that is possible make mortars with 45% less than binder without reducing bond strength. Thus, the use of appropriate particles of limestone can produce more environmentally friendly concrete and rendering mortars by reducing its binder factor without affecting its performance.

Keywords: limestone; binder content; bond strength; mortars.

#### Resumo

A redução do teor de ligante em produtos cimentícios é uma forma eficiente de mitigar os impactos ambientais sem aumentar os custos. O objetivo deste trabalho é estudar efeito do teor de ligante na resistência de aderência da interface argamassa-substrato. Para tanto, foram empregadas argamassas produzidas em laboratório com dois finos calcários com distribuições granulométricas diferentes. Os finos calcários foram adicionados em teores de 0% a 60% em taxas de incrementos de 15% em substituição ao volume de ligante. As argamassas foram preparadas na proporção de 1:3 (ligante+calcário: areia) em volume. O teor de água foi mantido constante e igual a 18% em relação à massa total de sólidos. O desempenho mecânico das argamassas foi avaliado pela resistência à tração por compressão diametral e o da interface pela resistência de aderência à tração, ambos aos 14 dias. Os resultados indicaram que é possível produzir argamassas com substituição de 30% do ligante por fino calcário sem reduzir a resistência de aderência. Assim, o uso de finos calcários com granulometria adequada pode contribuir para a produção de concretos e argamassas com menor teor de ligante aumentando a ecoeficiência dos sistemas sem comprometer o desempenho.

Palavras-chave: calcário; teor de ligante; resistência de aderência; argamassas.

Received: 17 Feb 2014 • Accepted: 19 Nov 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, Paulo, Brasil;

Faculdade de Tecnologia de São Paulo, Departamento de Construção Civil, São Paulo, Brasil.

#### 1. Introdução

A aderência entre superfícies é uma propriedade importante em muitas aplicações práticas na construção civil, como por exemplo, grautes, sistemas de revestimentos cerâmicos e argamassados, sistemas de reparo e concreto através da interface agregado-argamassa. Nos sistemas cimentícios, a interface substrato-matriz cimentícia é o elo fraco por ser mais porosa que a própria matriz. A porosidade da interface pode ser melhorada pela redução do teor de água, pela compactação, pela adição de partículas finas ou pelo grau de hidratação [1,2].

Há um número significativo de pesquisas demonstrando que é possível reduzir a porosidade da interface e melhorar a resistência de concretos e argamassas por meio da adição ou substituição de parte do clínquer por materiais suplementares como a sílica ativa, escória de alto forno, cinza volante, cinza da casca de arroz, finos de quartzo e calcário. Partículas mais finas do que o cimento convencional, ativas ou não, podem reduzir a porosidade pelo efeito filer, atuando como pontos de nucleação ou pelas reações com ligante [3,4]. Materiais pozolânicos reagem com o hidróxido de cálcio formando silicato de cálcio hidratado e por apresentarem reações mais lentas podem reduzir a porosidade da interface [5]. No entanto, devido à limitação da disponibilidade de adições ativas, tal como cinzas volantes e escórias de alto-forno [6], teores mais elevados de finos podem ser necessários para a otimização dos sistemas cimentícios. Além disto, a substituição de ligante por finos irá contribuir para a redução da emissão de CO, gerada pela produção de cimento. Sendo assim, os finos calcários tornam-se uma solução atraente.

A principal contribuição da adição de calcário em matrizes cimentícias é a redução da porosidade do sistema pelo efeito físico. No entanto, também podem participar das reações de hidratação modificando os produtos hidratados ou como agente de nucleação acelerando as reações. Em temperaturas normais (~25°C), o CaCO<sub>3</sub> pode reagir com sulfoaluminato formando monocarboaluminato, aumentando o volume de sólidos do sistema em até 0,5% [7,8] apresentando portanto pouco impacto na resistência. A quantidade de CaCO<sub>3</sub> que reage é limitada pelo teor de sulfato e de alumina [9] e mesmo para adições de até 5% resultados de simulações termodinâmicas mostram que há uma parcela do mesmo que não reage [7]. Desse modo, para altos teores de adições de calcário, o efeito filer será predominante.

A substituição de 15% a 20% de ligante por fino calcário pode ter um impacto significativo na resistência à compressão de concretos [10–12], mesmo se for feita sem controlar a distribuição do tamanho da partícula resultante e a área de superfície. Camiletti *et al.* [13] verificaram que a adição de partículas micro e nanométricas de CaCO<sub>3</sub> em teores de 5% a 15% em concretos proporcionou uma microestrutura mais densa devido ao aumento da relação água/ligante efetiva na interface uma vez que as partículas de CaCO<sub>3</sub> cobriram e preencheram os vazios entre os produtos de hidratação e as partículas maiores. No entanto, nenhuma evidência do impacto de elevados teores de substituição para a formação da interface é registrada, incluindo o seu efeito na resistência de aderência entre a pasta de cimento e substrato, como por exemplo, agregados, blocos cerâmicos.

Sendo assim, o objetivo deste trabalho é verificar a influência do teor de substituição do ligante da matriz por finos calcários com diferentes distribuições granulométricas para aderência.

#### 2. Materiais e métodos

O efeito do teor de ligante para a aderência foi avaliado comparando uma argamassa de referência (areia e cimento) com argamassas produzidas com a substituição de 15%; 30%; 45% e 60% do volume total de cimento por finos calcários aplicadas sobre blocos cerâmicos hidrofugados. As argamassas foram preparadas na proporção 1: 3 em volume, isto é: 25 partes de finos (ligante+calcário) e 75 partes de areia. O teor de água foi mantido constante e igual a 18% em relação à massa total de sólidos. Foram utilizados finos calcários com duas distribuições granulométricas diferentes: sendo um mais fino e outro com granulometria similar ao ligante. O desempenho mecânico das argamassas foi avaliado pela resistência à tração por compressão diametral e o da interface pela resistência de aderência à tração, ambos após 14 dias de moldagem.

#### 2.1 Substrato cerâmico

As argamassas foram aplicadas em blocos cerâmicos de vedação, tipo *selecta*, de dimensões 9 x 19 x 39 cm. A distribuição do tamanho de poros foi determinada por porosimetria de intrusão de mercúrio equipamento Micromeritics – Autopore III 9420, adotando como condições de ensaio: tensão superficial do mercúrio igual 0,485 N/m; densidade de 13,53 g/cm<sup>3</sup> e ângulo de contato mercúrio/sólido 130°. A amostra foi extraída da superfície do bloco com dimensões de 10 mm x 2 mm. O volume total de poros foi igual a 36% e a distribuição do tamanho dos poros é apresentada na Figura 1.

#### 2.2 Preparo do substrato cerâmico

Para evitar a influência da sucção capilar do substrato no transporte de fluidos da argamassa, a superfície do mesmo foi hidrofugada





utilizando hidrofugante à base uma emulsão de octiltrietoxisilano (Dow Corning - IE 6683). O hidrofugante foi diluído em água numa proporção 9:1 (água: hidrofugante) em relação à massa de água e aplicado na superfície do substrato cerâmico em três demãos com auxílio do pincel. A secagem foi feita ao ar por um período de 24 horas antes da aplicação da argamassa.

Tabela 1 - Ângulo de contato aparente da superfície do bloco cerâmico sem e com aplicação de silano após 60 s de deposição da gota de água

Bloco cerâmico	n	Média	CV (%)
Sem tratamento superficial - CER	30	35,4°	20
Com aplicação de silano - CER-H	30	100,1°	10
n - número de leituras realizadas; CV - coeficien	te de vo	ariação.	

A eficiência do tratamento foi medida por ensaios de absorção capilar e medidas do ângulo de contato comparando-se blocos cerâmicos com e sem aplicação de silano. Para facilitar a execução dos mesmos, os blocos cerâmicos foram cortados em dimensões de 10 x 10 cm; o corte foi executado a seco com serra diamantada. Após o corte, as laterais dos corpos-de-prova foram seladas com silicone para garantir o fluxo unidirecional da água. Os ensaios de absorção capilar foram realizados conforme a metodologia descrita por Reda Taha et al. [15]. A massa de água absorvida foi monitorada após 1; 5; 10; 30 e 60 min de imersão do bloco na água. Para cada situação foram avaliados seis corpos-de-prova cujos resultados são mostrados na Figura 2.

O ângulo de contato foi medido pelo método da gota séssil utilizando goniômetro – Krüss DAS 10. As medidas foram feitas após 1 min de deposição de uma gota de água deionizada em temperatura de 25°C e volume constante de 8 µL. Os resultados são apresentados na Tabela 1 e são a média de trinta leituras efetuadas para cada tratamento em três blocos distintos.

Tabela 2 – Composição química do cimento e dos finos calcários utilizados						
Óuides (9)	Cimente	Fino co	alcário			
	Cimento	LF1	LF2			
CaO	61,6	47,7	47,5			
SiO <sub>2</sub>	17,6	1,94	4,16			
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,98	0,59	0,40			
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,62	< 0,10	< 0,10			
MgO	1,99	5,99	5,64			
Na <sub>2</sub> O	0,33	0,00	0,00			
K <sub>2</sub> O	1,00	< 0,10	< 0,10			
SO <sub>3</sub>	3,69	< 0,10	< 0,10			
Perda ao fogo - NBR - NM 18/04	4,87	43,1	41,2			
Óxido de cálcio livre - NBR - NM 13/04	2,29	-	-			
Resíduo insolúvel - NBR - NM 15/04	0,48	2,97	6,82			
CO2 (dióxido de carbono) - NBR - NM 20/04	2,67	41,6	39,4			
Equivalente alcalino em massa % of $Na_2O^1$	0,99	-	-			
<sup>1</sup> Equivalente alcalino em Na <sub>2</sub> O = % Na <sub>2</sub> O + 0,658 x % K <sub>2</sub> O.						

Figura 3 – Distribuição granulométrica dos materiais particulados utilizados na produção das argamassas medidas por técnicas de difração a laser para os ligantes e os finos calcários (Equipamento Malvern MSS Mastersizer) e peneiramento mecânico a seco para areia



Os resultados de absorção capilar e ângulo de contato indicam que o tratamento com silano tem um efeito significativo na absorção capilar dos blocos cerâmicos. O tratamento com silano reduziu em 91% a capacidade de absorção capilar do bloco cerâmico após 60 min do contato com água. Assim, o tratamento superficial com silano foi eficiente para controlar os efeitos da absorção capilar do substrato.

#### 2.3 Materiais particulados: cimento, finos calcários e areia

As argamassas foram moldadas utilizando CPV ARI (Cauê), dois tipos de finos calcários, FC1 e FC2, comercialmente denominados Procarb 1 e Procarb 5 (Provale) com diferentes distribuições granulométricas e areia artificial de origem granítica.

A Tabela 2 apresenta a composição química do cimento e dos finos calcários obtida por análise semiguantitativa de fluorescência de raios X (FRX)1 e análises químicas complementares. O teor de carbonato de cálcio foi determinado a partir da relação entre as massas molares de carbonato de cálcio e anidrido carbônico (Equação 1), este determinado pela análise química. A análise química também mostrou que o FC1 possui menor quantidade das espécies químicas de SiO<sub>2</sub>+Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>+F<sub>2</sub>O<sub>3</sub> que o FC2, sendo ambos compostos de forma predominante de carbonato de cálcio e magnésio.

$$\% CaCO_3 = \frac{M_{CaCO_3}}{M_{CO_2}}.CO_2$$
 (1)

Sendo:

$$M_{CaCO_3} = 100 \text{ e } M_{CO_3} \text{ . } = 44$$

A distribuição granulométrica das partículas de cimento e dos finos calcários foi medida por difração a laser utilizando equipamento Malvern MSS Mastersizer com acessório Hydro 2000 UM para análises em via úmida. As partículas foram suspensas em água deionizada e dispersas em ondas ultrassônicas por 1 min em velocidade de rotação de 1800 rpm até obscurescência de 10%. Foram realizadas quatro leituras, sendo as mesmas executadas num conjunto de dez repetições consecutivas. Já, a distribuição granulométrica da areia foi obtida por peneiramento mecânico, sendo a mesma seca previamente em estufa a 105°C. A areia uti-

Tabela 5 - Propriedades lísicas do cimenio, linos calcanos e arela utilizada							
Droppio de dos físio es	Cimente	Finos c	Aroia				
Propliedades lísicas	Cimenio	LF1	LF2	Aleia			
Densidade (g/cm³) <sup>1</sup>	3,04	2,63	2,64	2,82			
Área superficial específica BET (m²/g)²	1,87	2,97	1,46	-			
Área superficial volumétrica BET (m²/cm³)³	5,69	7,81	3,85	-			
Área superficial por difração laser⁴	0,39	0,89	0,53	-			
Fator de forma	4,8	3,3	2,7	-			
D10	2,87	1,39	1,89	102,27			
D50	16,27	3,97	11,10	216,79			
D90	39,25	10,94	32,52	406,94			
<sup>1</sup> Densidade - determinada por picnometria de gás Hélio (Quantatrome - MVP 5DC) - média de três determinações.							

<sup>2</sup> Área superficial específica (BET) – ASTM D 3663/03 – determinada por BET multiponto com adsorcão de nitrogênio (ASAP 2010, Micromeritics)

<sup>3</sup> Área superficial volumétrica (VSA) é obtida pela relação entre a área superficial específica dividida pela densidade.

<sup>4</sup> Área superficial específica estimada pela difração a laser (Mastersizer MSS, Malvern)

<sup>5</sup> Fator de forma é obtido pela relação entre a área superficial obtida pelo BET e a área obtida pela difração a laser.

<sup>1</sup> O ensaio foi realizado seguindo as diretrizes gerais da ISSO/FDIS 29581-2:2009(E) – Cement – Test methods – Part 2: Chemical analysis by X-ray fluorescence e o espectrômetro de fluorescência de raios-X (Panalytical – Minipal Cement), a partir de pastilhas fundidas, utilizando-se fundentes à base de mistura de tetraborato de lítio/metaborato de lítio marca MAXXIFLUX (66,67% de Li<sub>2</sub>B<sub>4</sub>O<sub>7</sub>; 32,83% de LiBO<sub>2</sub> e 0,50% de LiBr), com proporção de 1,0: 6,75 (amostra:fundente) em g.

#### Tabela 4 –Traço das argamassas estudadas, sendo a argamassa de referência com 0% de fino calcário e as demais argamassas moldadas com 15%; 30%; 45% e 60% com substituição do cimento por ambos finos calcários (FC1 e FC2) analisados individualmente

Teor de fino calcário na argamassa (%)	Traço em volume (cimento: fino calcário: areia)	Traço em massa (cimento:fino calcário: areia)	Relação a/c	Consumo de cimento (kg/m³)
0	1:0:3,0	1:0:2,8	0,68	593,0
15	1:0,2:3,5	1:0,2:3,3	0,80	504, 1
30	1:0,4:4,3	1:0,4:4,0	0,96	415,1
45	1:0,8:5,5	1:0,7:5,1	1,22	326,2
60	1:1,5:7,5	1:1,3:7,0	1,67	237,2

lizada apresentou um teor de materiais pulverulentos (partículas inferiores a 75  $\mu m)$  igual a 34,77%.

A distribuição granulométrica dos materiais e as propriedades físicas são apresentadas na Figura 3 e na Tabela 3, respectivamente. Os resultados mostram que ambos os finos calcários apresentam partículas menores que o cimento. Pode ser visto na Figura 3 que as partículas de cimento e de FC2 apresentam o mesmo tamanho máximo, aproximadamente 60  $\mu$ m, contudo este fino calcário possui maior proporção de partículas menores que 15  $\mu$ m. O fino calcário FC1 apresenta partículas muito mais finas que o outro fino, com tamanho máximo de partículas igual a 20  $\mu$ m e pelo menos 90% das partículas menores que 11  $\mu$ m (D90). Os valores de D90 do FC2 e do cimento equivalem a 33  $\mu$ m e 39  $\mu$ m, respectivamente.

A Tabela 3 também mostra que área superficial volumétrica (VSA) do FC1 foi 37% superior a do cimento, enquanto o valor de VSA do FC2 foi 32% inferior a do cimento. O fator de forma foi determinado dividindo a área superficial específica BET pela área superficial estimada pela distribuição granulométrica assumindo que as partículas são esferas sólidas e perfeitamente lisas [14]. Os resultados mostram que as partículas estudadas, cimento e finos calcários, tem fator de forma superior a 1, indicando que as partículas não são perfeitamente es-

féricas ou possuem textura rugosa. As partículas dos finos calcários apresentaram fator de forma inferior às partículas de cimento, e o fator de forma do FC2 foi menor que o FC1, mostrando que as partículas de FC2 são mais esféricas e/ou menos rugosas do que FC1.

#### 2.4 Proporção das argamassas

Foram estudadas nove argamassas, sendo, uma argamassa tradicional cimento:areia e oito argamassas com substituição do cimento pelos finos calcários, FC1 e FC2, em teores de 15%; 30%; 45% e 60% em volume. O teor de água (deionizada) foi mantido constante e igual a 18% em relação à massa total de sólidos. Isto corresponde a uma variação da relação água cimento entre 0,62 e 1,54, típica de argamassas. Os traços das argamassas, bem como dados de consumo de cimento e relação água/cimento são apresentados na Tabela 4.

#### 2.5 Mistura das argamassas

A mistura das argamassas foi feita utilizando misturador de bancada Hobart modelo A-200. Os componentes sólidos foram

Tabela 5 – Caracterização das argamassas estudadas no estado fresco e endurecido e os resultados de resistência de aderência aos 14 dias para as argamassas com 0%; 15%; 30%; 45% e 60% substituição do ligante aplicadas sobre os blocos cerâmicos hidrofugados

	Fin	o calcário 1 (L	F1– D90 = 11 μ	m)	Fin	Fino calcário 2 (LF2 - D90 = 33 µm)			
Teor de fino	Teor Estado fresco		Estado er	Estado endurecido		fresco	Estado endurecido		
calcário (%)	Densidade (g/cm³)	Teor de ar (%)	Rt <u>1</u> (MPa)	Rad² (MPa)	Densidade (g/cm³)	Teor de ar (%)	Tensile strength (MPa)	Bond strength (MPa)	
0	2,17	5,0	4,85±0,22	0,38±0,15	2,17	5,2	4,85±0,22	0,38±0,15	
15	2,26	0,7	4,24±0,51	0,49±0,15	2,23	2,0	3,90±0,57	0,41±0,12	
30	2,24	1,1	2,99±0,49	0,45±0,16	2,21	2,5	3,45±0,61	0,42±0,19	
45	2,23	1,4	2,67±0,40	0,34±0,09	2,19	3,0	2,27±0,24	0,45±0,14	
60	2,25	0,1	1,92±0,16	0,18±0,06	2,20	2,2	1,44±0,14	0,26±0,09	
1 Rt – Resistência d	à tração das argamo	assas determinada j	oor compressão dic	ametral; ² Rad – Resi	istência de aderênc	ia à tração determi	nada pelo ensaio c	de arrancamento.	

homogeneizados por 1 min em embalagem plástica. Em seguida, colocados no recipiente metálico, a água foi adicionada ao pó no decorrer do primeiro minuto. As argamassas foram misturadas por cinco minutos, sendo um minuto em baixa rotação (140 rpm) e o restante em alta velocidade de rotação (500 rpm). Cada batelada foi misturada com 2 kg de argamassa seca.

Após a mistura foi feito o ensaio de densidade da argamassa no estado fresco e a determinação do teor de ar conforme os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 13278:2005. Os resultados, apresentados na Tabela 5, mostram que teor de ar da argamassa de referência foi superior as argamassas com ambos finos calcários, contudo os valores foram baixos, inferior a 6%.

Figura 4 – Produção dos corpos de prova para a realização do ensaio de resistência de aderência à tração (a) a fim de eliminar a etapa de corte os corpos de prova foram moldados com auxílio de molde cilíndrico de PVC com diâmetro de 50 mm x 20 mm de espessura; (b) corpos de prova após moldagem da argamassa e retirada do molde cilíndrico; (c) vista lateral do corpo de prova após a colagem da pastilha; e (d) dinamômetro utilizado para execução do ensaio – Dynatest DTE – 5000. Fotos: Mário Takeashi











#### 2.6 Determinação da resistência à tração por compressão diametral

No estado endurecido, as argamassas foram avaliadas pela determinação da resistência à tração por compressão diametral. Para tal, foram moldados seis corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 20 mm de espessura com auxílio de molde de PVC. A argamassa foi aplicada em camada única, e posteriormente, a superfície foi nivelada com auxílio de espátula metálica. Após 24 h, as argamassas foram retiradas do molde e os corpos de prova colocados em câmara seca, em temperatura de 23°C e umidade relativa igual a 50% até a data de realização dos ensaios (14 dias). Esta cura tenta simular a realizada em revestimentos de argamassa. Para cada argamassa estudada foram moldadas seis corpos de prova. O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi executado em máquina de ensaios universal (*INSTRON* – 5569) dotada de célula de carga de 50 kN, taxa de carregamento de 0,01 MPa/s.

#### 2.7 Determinação da resistência de aderência à tração

A Figura 4 apresenta detalhe da produção e preparação dos corpos de prova para a realização do ensaio de resistência de aderência à tração bem como o equipamento utilizado.

Para a realização deste ensaio foram moldados dezoito corpos de prova com auxílio de um molde cilíndrico de PVC, com 50 mm de diâmetro e 20 mm de espessura, colocado sobre a superfície dos blocos cerâmicos. Esta estratégia permitiu evitar os danos devido ao corte de corpos-de-prova. As argamassas, bastante fluidas, foram aplicadas sobre os blocos cerâmicos em camada única, sem compactação. O excesso de argamassa foi removido com auxílio de espátula imediatamente após a moldagem. Após 24 h, os corpos de prova foram desmoldados e permaneceram em câmara seca, temperatura de 23°C e umidade relativa igual a 50% por 13 dias. Antes da colagem das pastilhas foi feita uma limpeza na superfície da argamassa para a retirada de partículas soltas. Foi utilizada uma massa de poliéster e a mesma foi curada por 24 h. O ensaio foi realizado com dinamômetro de tração – Dynatest DTE 5000.

#### 2.8 Avaliação da eficiência do uso de ligante

A eficiência do uso do ligante foi medida pelo indicador IL– índice de ligante, proposto por Damineli *et al.* [21], que mede a quantidade necessária de ligante para obtenção de uma unidade de determinado parâmetro de desempenho (Equação 2):



em que *b* é o consumo total de ligante do material em kg/m<sup>3</sup> e *p* é o requisito de desempenho. Neste trabalho, será medido a quantidade de ligante necessária para a obtenção de 1 MPa de resistência à tração da argamassa e a resistência de aderência do sistema argamassa-substrato.

#### 3. Resultados e discussão

#### 3.1 Resistência mecânica das argamassas

A resistência mecânica das argamassas foi avaliada em função

#### Tabela 6 - Análise de variância da influência do tipo e do teor de fino calcário na resistência de aderência à tração Fonte de variação SQ MQ Ftab Resultado GI Fcal 0,01 1 0.08 0.44 Tipo de fino calcário (A) 3,89 Não-significativo Teor de fino calcário (B) 1,08 Δ 0,27 14,50 2,42 Significativo Δ AB 0,24 0,06 3,16 2,42 Não-significativo 197 3,69 0,02 Erro Total 5,02 206 0,36 \_ Legenda: SQ= soma dos quadrados; GL= grau de liberdade; MQ= média dos quadrados; F= parâmetro de Fisher para o teste de significância dos efeitos.



da resistência à tração por compressão diametral. Os resultados apresentados na Figura 5 mostram que a resistência mecânica das argamassas diminui com o aumento do teor de substituição do ligante pelos finos calcários. Resultados da literatura registrando o efeito filer na resistência à compressão do concreto [9,12] corroboram com os obtidos nesta pesquisa.

Há uma tendência que existe uma redução da resistência à tração e compressão quando o teor de água é constante e para altas taxas de substituição devido ao efeito de diluição, ou seja, o aumento da relação água/cimento (vide Tabela 4). Simultaneamente ao aumento da relação água/cimento, a adição dos finos também irá reduzir o volume de produtos hidratados [17], o que para um teor de água constante implica em um aumento da porosidade, com consequente queda da resistência.

A finura e a distribuição granulométrica das partículas do sistema parecem ser importantes. Em todos os casos, a substituição do ligante pelo fino calcário mais fino (FC1) resultou em resistência à tração em média 20% superior a do FC2. Por exemplo, argamassas com substituição de 15% do teor de ligante teve uma redução da resistência à tração de 13% e 20% para FC1 e FC2, respectivamente. Diferenças no empacotamento ocasionadas pela distribuição granulométrica do cimento e dos finos podem explicar tal comportamento. A redução do tamanho das partículas tende a melhorar o empacotamento diminuindo a porosidade da argamassa e, com isso aumentar a resistência mecânica, desde que as partículas estejam dispersas. Investigações mais aprofundadas a respeito do empacotamento e dispersão de partículas na argamassa serão desenvolvidas futuramente.

#### 3.2 Resistência de aderência à tração substrato-argamassa

A análise de variâncias (ANOVA)<sup>2</sup> do efeito do tipo e do teor de fino calcário na resistência de aderência é apresentado na Tabela 6.

Figura 7 – Repetição independente do ensaio de resistência de aderência à tração (Rad) realizado com as argamassas de 0%; 45% e 60% de substituição do ligante pelo

FC2 utilizando os mesmos materiais, procedimentos de mistura, aplicação, cura e equipamento, porém diferentes operadores para avaliar a dispersão dos resultados. Os resultados mostraram a mesma tendência e a diferença entre as médias das repetições foi inferior a 25%



IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> Técnica da análise de variâncias (ANOVA) utilizando-se o programa Statistic 6.0 da Statsoft®. Os valores de F<sub>calculados</sub> (F<sub>cal</sub>) foram comparados com os valores tabelados (F<sub>tab</sub>) a um nível de significância de 5%. O valor de F<sub>tab</sub> é igual a F<sub>are0.05</sub> (v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub>) sendo v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub> os graus de liberdade do efeito avaliado e do resíduo.



Os resultados mostraram que não houve diferenças significativas entre os tipos de finos utilizados (FC1 e FC2). No entanto, o teor de fino calcário na argamassa altera significativamente os valores de resistência de aderência. Não houve uma interação entre o tipo e o teor de fino calcário utilizado.

É nítido na Figura 6 que substituição de até 45% do ligante por ambos finos calcários não reduziu a resistência de aderência. Até este teor de substituição todos os resultados apresentam resistência de aderência superiores aos estabelecidos pela NBR 13749:1996[25]. Somente a argamassa com fino calcário 1 no teor 60%, não atingiu o limite inferior de resistência de aderência para revestimento interno de paredes estabelecido pela NBR 13749:1996.

A redução do desempenho observado para teores de substituição mais elevados pode ser oriunda da aglomeração de grande quantidade de partículas mais finas que o cimento. A aglomeração das partículas aumenta o tamanho efetivo reduzindo o empacotamento e aumentando os defeitos na interface argamassa-substrato [21]. Antunes (2005) comparando a resistência de aderência de argamassas sem e com aditivo dispersante (0.6% em relação à massa de cimento) verificou que o uso de dispersante propiciou um aumento médio de 29% na resistência de aderência em relação às sem dispersante [22]. Como dito anteriormente, o efeito do dispersante nas argamassas estudas será investigado futuramente.

Dada à elevada variabilidade típica deste tipo de ensaio foi feita uma repetição independente (outra data de moldagem, mesmos materiais e equipamentos, mas diferentes operadores) com as argamassas de 0%; 45% e 60% de substituição do ligante pelo FC2 utilizando os mesmos materiais, procedimentos de mistura, aplicação, cura e equipamento, porém diferentes operadores para verificar o erro experimental. Os resultados mostraram a mesma tendência e a diferença entre as médias das repetições foi inferior a 25% (Figura 7).

Todas as argamassas apresentaram ruptura na interface substrato-argamassa, indicando que a região da interface foi a parte mais fraca do sistema. Assim, a resistência de aderência expressa às propriedades mecânicas da zona de transição. Isso indica o enor-



me potencial para melhoria de desempenho desta fase típica dos materiais cimentícios.

A resistência de aderência é cerca de 5 a 13 vezes inferior à resistência à tração da argamassa. Embora seja comum encontrar na literatura referências de correlações diretas entre a resistência de aderência à tração e as propriedades mecânicas das argamassas não houve uma correlação entre a resistência de aderência e resistência à tração das argamassas (Figura 8) – este resultado está de acordo com Antunes [22]. Os resultados indicam que a substituição do ligante por



finos calcários afeta a interface de forma diferente das propriedades mecânicas. A relação a/c controla a resistência à tração (R2=95%, função potência, regressão estatisticamente válida com erro homogêneo e aleatório), mas tem influência muito menor na resistência de aderência (R<sup>2</sup>=57%, função linear, modelo de regressão não válido). A resistência de aderência é controlada pelas forças de van der Waals [18] entre as partículas (hidratadas ou não) constituintes da argamassa e o substrato. Segundo Chaterjee nas pastas de cimento hidratado estas forças ocorrem quando os cristais de produtos hidratados estão suficientemente próximos (escala nanométrica), não sendo necessário a continuidade do arranjo atômico cristalino [19]. Os resultados mostram que esta conclusão pode ser extendida, dentro de limites aqui testados, a presença de uma quantidade significativa de finos calcários quase inertes. A porosidade da interface depende do efeito parede que pode ser reduzido pela presença de partículas mais finas que as de cimento [2,20].

#### 3.3 Eficiência do uso de ligantes

A influência dos finos no desempenho do sistema pode também ser medida através do índice de eficiência do uso do ligante ( $IL_{Rl}$ ), definido como a quantidade necessária de ligante (kg/m<sup>3</sup>) para obtenção de 1 MPa da resistência à tração aos 14 dias. Quanto mais elevado este indicador, pior é o desempenho da formulação. Para o FC1, o  $IL_{rt}$  manteve-se constante enquanto que para o FC2 a tendência geral foi a redução da eficiência do uso de ligante com o acréscimo do teor de fino calcário (Figura 8). Isso pode ser resultado de uma mudança no empacotamento das partículas, uma vez que este fino apresenta granulometria mais grossa, hipótese que precisam ser confirmada por investigações futuras.

Em termos de resistência de aderência (Figura 9), a substituição de ligante por finos calcários reduz o índice de ligante – ou seja, aumenta a eficiência do uso do ligante indicando que a quantidade de ligante necessária para produzir 1 MPa de resistência de aderência é reduzida quando os finos estão presentes. Isto ocorre mesmo se a resistência de aderência for inferior à argamassa de referência. Observou-se que mesmo para uma redução de consumo de cimento de 45% não houve redução de resistência de aderência à tração, permanecendo os valores dentro os limites de aceitação da NBR 13749:1996.

Os resultados sugerem que o desempenho da interface é menos afetado pelo efeito de diluição oriundo da substituição do ligante por finos calcários com partículas de tamanho equivalente ao cimento do que a resistência à tração da argamassa. Tais resultados são de interesse prático, podendo ser aplicados para melhorar a zona de transição de concretos e úteis para a mitigação de CO<sub>2</sub> na cadeia produtiva da indústria de cimento [24].

#### 4. Conclusões

O efeito da substituição do ligante por finos calcários na resistência à tração de argamassas e na resistência de aderência à tração na interface argamassa-bloco cerâmico hidrofugado foram estudados. Dois finos calcários, um com distribuição granulométrica similar ao cimento e outro mais fino foram analisados. O teor de água foi mantido constante.

A substituição de ligante por finos calcários em teores superiores a 15% reduz a resistência à tração das argamassas devido ao efeito de diluição. Por outro lado, a substituição em teores de até 45% do ligante por fino calcário não afetou significativamente a resistência de aderência para ambos finos estudados. Para teores mais elevados 60% foi observada uma redução.

Não houve correlação entre as médias da resistência de aderência e a resistência à tração da argamassa correspondente. Na pratica foi possível reduzir a resistência da argamassa por um fator de 2,5 vezes sem alterar a aderência de forma significativa. A substituição do ligante por fino calcário afeta a resistência da interface de modo diferente das propriedades mecânicas das argamassas que são governadas pela relação água/cimento. O teor de ligante parece ser menos importante para a resistência de aderência do que para a resistência à tração das argamassas. É possível formular argamassas com aderência satisfatória com baixo teor de ligante pela otimização do tamanho de partículas inertes, como finos calcários. A resistência de aderência foi cerca 5 a 13 vezes inferior a resistência à tração das argamassas indicando a magnitude em que esta propriedade pode ser melhorada.

Finalmente, a substituição do ligante por finos calcários parece reduzir o índice de ligante relacionado resistência de aderência em até 53%. O índice relacionado a resistência à tração foi praticamente constante. O fino calcário torna-se uma solução atraente para aumentar a eficiência do uso de ligante relacionada a resistência de aderência. Isso pode ser útil para a mitigação de CO<sub>2</sub> na cadeia de abastecimento da indústria de cimento.

A influência do uso de dispersantes e avaliação das propriedades das argamassas no estado fresco associado à substituição de ligante por finos calcários estão sendo investigados em estudo paralelo.

#### 5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer o apoio financeiro da CAPES, CNPq, FAPESP (Processo n° 2010/10843-7); ao CONSITRA – Consórcio Setorial para Inovação Tecnológica em Revestimentos de argamassa – pelo apoio e P&D ANEEL pelo Projeto de Reologia 394-0929/2010 desenvolvido em parceria pela FUSP e FURNAS.

#### 6. Referências

- [01] OLLIVIER, J. P.; MASO, J. C.; BOURDETTE, B. Interfacial transition zone in concrete. Advanced Cement Based Materials, v.2, 1985; p. 30–38.
- [02] SCRIVENER, K. L.; CRUMBIE, A. K.; LAUGESEN, P. The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete. Interface Science, n. 12,2004; p. 411–421.
- [03] MOOSBERG-BUSTNES, H.; LAGERBLAD, B.; FORSS-BERG, E. The function of fillers in concrete. Mat. Struct., n.37, 2004; p. 74–81.
- [04] LAWRENCE, P., CYR, M. & RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, n.33, 2003; p.1939–1947.
- [05] MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. Pozzolanic and cementitious materials. Gordon and Breach: Amsterdam, The Netherlands, 1996.
- [06] DAMINELI, B. L.; JOHN, V. M. Developing Low CO2 Concretes: Is Clinker Replacement Sufficient? The Need of Cement Use Efficiency Improvement. Key Engineering Materials, n.517, 2012; p. 342–351.

- [07] MATSCHEI, T.; LOTHENBACH, B.; GLASSER, F. The role of calcium carbonate in cement hydration. Cement and Concrete Research, n. 37, 2007; p. 551–558.
- [08] LOTHENBACH, B.; LESAOUT, G.; GALLUCCI, E.; SCRIVENER, K. Influence of limestone on the hydration of Portland cements. Cement and Concrete Research n. 38, 2008; p. 848–860.
- [09] DAMIDOTA, D.; LOTHENBACH, B.; HERFORT, D.; GLASSER, F. P. Thermodynamics and cement science. Cement and Concrete Research, n. 41, 2011; p.679–695.
- [10] BENTZ, D. P.; IRASSAR, E. F.; BUCHER, B.; WEISS, W. J. Limestone fillers to conserve cement in low w/c concretes: an analysis based on Powers' model. Concrete International 31, 2009.
- [11] NEHDI, M. Optimization of high strength limestone filler cement mortars. Cement and Concrete Research, n. 26, 1996; p.883–893.
- [12] TSIVILIS, S.; BATIS, G.; CHANIOTAKIS, E.; GRIGORIA-DIS, G.; THEODOSSIS, D. Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar. Cement and Concrete Research, n.30, 2000; p.1679–1683.
- [13] CAMILETTI, J.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Effects of nano- and micro-limestone addition on early-age properties of ultra-high-performance concrete. Mater Struct 1–18, 2012; doi:10.1617/s11527-012-9940-0
- [14] HUNGER, M.; BROUWERS, H. J. H. Flow analysis of }water-powder mixtures: Application to specific surface area and shape factor. Cement and Concrete Composites, n. 31, 2009; p.39–59.
- [15] REDA TAHA, M. M.; EL-DIEB, A. S.; SHRIVE, N. G. Sorptivity: a reliable measurement for surface absorption of masonry brick units. Mater. Struct. n.34, 2005, p. 438–445.
- [16] BENTZ, D. Replacement of 'coarse' cement particles by inert fillers in low w/c ratio concretesII. Experimental validation. Cement and Concrete Research, n. 35, 2005; p. 185–188.
- [17] LAWRENCE, P.; CYR, M.; RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, n. 33, 2003; p. 1939–1947.
- [18] KENDALL, K. Molecular adhesion and its applications : the sticky universe. Kluwer Academic/Plenum: New York; London, 2001.
- [19] CHATTERJEE, S. Load-bearing structures and crystal intergrowth. Nature, n.252, 1974; p.383.
- [20] HU, J.; STROEVEN, P. Properties of the Interfacial Transition Zone in Model Concrete. Interface Science, n.12, 2004; p.389–397.
- [21] ROY, D. M.; GRUTZECK, M. W.; SHI, D.; LUI, G. Cement paste aggregate interface microstructure. National Academy of Sciences, n. 79, 1993.
- [22] ANTUNES, R. P. Influência da reologia e da energia de impacto na resistência de aderência de revestimentos de argamassa. Doctoral Thesis, Escola Politécnica, University of São Paulo, São Paulo, (2005).
- [23] DAMINELI, B. L.; KEMEID, F. M.; AGUIAR, P. S.; JOHN, V. M. Measuring the eco-efficiency of cement use. Cement and Concrete Composites n.32, 2010; p.555–562.
- [24] DAMINELI, B. L.; PILEGGI, R. G.; JOHN, V. M. Lower binder intensity eco-efficient concretes. Eco-efficient concrete, v.1, n.624 ,2013.

[25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13479. Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Especificação, 1996.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## Analysis of the behavior of reinforced concrete columns strengthened with sleeve wedge bolts and a self compacting concrete layer

### Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados por encamisamento com camada de concreto auto adensável

M. G. MARQUES \* mariliagmarques@outlook.com

A. P. A. R. LISERRE <sup>a</sup> andrea.liserre@gmail.com

> R. B. GOMES <sup>a</sup> rbggomes@gmail.com

G. N. GUIMARÃES ª gilson.natal@gmail.comr

### Abstract

Strengthening of reinforced concrete columns by jacketing is one of the most common structural rehabilitation techniques in Brazil. For adequate performance, it is necessary, among others, to avoid detachment of the new concrete layer (strengthening material) from the old concrete substrate when the strengthened member is again in service conditions. This paper describes the test results of eight reinforced concrete rectangular columns subjected to combined compression and one-axis bending to evaluate the efficiency of using sleeve wedge bolts across the new concrete/old concrete interface to avoid detachment. The strengthening technique, in this case, consists of adding a layer of self-compacting concrete to one face of the column. Two columns tested were monolithic and named PO (original column) e PR (reference column). The other six columns were strengthened using a new 35 mm thick self-compacting concrete layer attached to the column face subjected to highest compressive stresses. Column PO had a 120mm by 250 mm rectangular cross section and its results gave information about column behavior without the use of strengthening. Column PR had a 155mm by 250 mm rectangular cross section and its cross section dimensions matched the strengthened columns but it was cast monolithically. To improve bond conditions between the existing concrete and the new concrete, the concrete surface was roughened and the outermost aggregate was exposed using hydro jetting. Holes along the concrete surface were made to insert the wedge bolts responsible for increasing the bond between the two concrete surfaces. The difference among the six strengthened columns was the position and amount of bolts used. Results indicate that the position and amount of the bolts alters significantly the strength capacity of the columns, since premature rupture by concrete detachment was delayed.

Keywords: column, reinforcement, wedge bolts, bending, compression, bond.

### Resumo

Para que um elemento estrutural reforçado por encamisamento tenha um desempenho satisfatório é necessário garantir a transferência de esforços na região da junta do concreto antigo (substrato) com o concreto do reforço. O desplacamento entre o concreto adicionado (material do reforço) e o concreto antigo deve ser evitado quando a peça reabilitada é colocada novamente em serviço. Foram ensaiados oito pilares de concreto armado, submetidos à flexo-compressão reta, reforçados com concreto auto adensável e chumbadores metálicos cruzando a interface de ligação entre os concretos moldados em idades distintas, para evitar o desplacamento entre estes materiais. Dos oito pilares ensaiados, dois eram referências e foram denominados de PO (pilar original) e PR. (pilar referência). Os outros seis foram reforçados acrescentando-se uma camada de concreto auto adensável de 35 mm à face comprimida. O pilar PO, tinha seção transversal de 120 x 250 mm, e forneceu informações sobre o comportamento de uma peça antes da execução do reforço. O pilar PR tinha seção transversal de 155 x 250 mm, e forneceu informações sobre o comportamento de uma peça monolítica de seção idêntica a dos pilares após o reforço. Para executar o reforço, inicialmente escarificou--se, por hidrojateamento, a zona de interface a ser formada pelo contato entre o concreto do reforço e do substrato. Posteriormente, fizeram-se furos ao longo desta superfície, onde foram inseridos os chumbadores mecânicos responsáveis por aumentar a aderência entre os concretos. A diferença entre os seis pilares reforçados consista justamente na variação da posição e da quantidade dos chumbadores usados em cada peça. Os resultados obtidos indicaram que a quantidade e a posição destes chumbadores interferiram significativamente na capacidade portante dos pilares reforçados, pois retardavam a ocorrência de uma ruptura prematura por desplacamento entre os concretos do reforço e do substrato.

Palavras-chave: pilar, reforço, chumbadores, deslocamentos e deformações.

Federal University of Goiás, School of Civil Engineering, Goiás, Brazil.

Received: 26 Feb 2014 • Accepted: 12 Jan 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

#### 1. Introduction

Although the number of studies on the behavior of rehabilitated concrete structures has increased in the last decade, research is needed on the behavior of these structures under service loads. With this in mind, the main objective of this research is to establish strategies, methods and project procedures for rehabilitation of strengthened concrete structures with an emphasis on reinforced concrete columns subjected to one-axis bending and compression. There are several techniques for strengthening reinforced concrete structures and one of the most common in Brazil consists of jacketing a concrete member by adding new concrete, with or without reinforcement, to the sides of the concrete member. This technique is used in columns and fragile mode of failure can result from the detachment of the new concrete added to the column face if the shear stresses resistance at the new concrete – old concrete interface is not adequate. Thus, there is a need to study the bond between these two concretes and to analyze the influence of shear connectors positioned at the interface so that the rehabilitated column acts monolithically.

For the strengthened structural element to have a satisfactory performance it is necessary to guarantee the transfer of internal forces at the new concrete-old concrete interface. This force transfer occurs similarly to force transfer in composite members and it can occur through the concrete itself and through the connectors.

Force transfer through the contact surface of the new and old con-

crete is basically done through adhesion, friction and mechanical action of the new substrate with the rehabilitating material. Adhesion of the new and old concrete occurs mainly through mechanical interlock or wedging. Due to capillary absorption, particles of the new concrete are gradually confined in the pores of the old concrete. As the hydration of the cement of the new concrete occurs, there is a physical enlace with the irregularities of the old concrete surface. Force transfer between the contact surfaces by friction appears after breakup of adhesion and this happens after any relative displacement between the strengthening concrete and the substrate. Force transfer through mechanical interlock occurs through a shear key and, in rough surfaces, it is guaranteed by the coarse aggregate across the interface.

When reinforcement across the concrete interface exists, force transfer can occur by dowel action. Dowel action appears when shear forces act at the concrete interface and relative displacement between the two concrete surfaces appear. This displacement will try to shear any bolts present across the concrete interface. The bolt offers shear resistance that is added to the shear resistance of the contact surfaces. When relative displacement between the concrete surfaces exist, separation of the concrete surfaces will generate tension forces in the bolts and these will react by compressing the concrete surface and friction at the concrete interface will increase.

Although the evaluation of the force transfer at the interface between the substrate and the new concrete is essential to the





success of the rehabilitating work, there is still no consensus

among the researchers on the best way to determine the interface shear stresses. This evaluation is complex and difficult to achieve, because not only physical and chemical phenomena occur at the interface, but the interface can also be subjected to a great variety of stresses due to mechanical actions in the structure itself (SOUZA (1990) [1]). MORENO (2002) [2] adds that the adhesion mechanism between the two cimentitious materials is a complex phenomena due to the heterogeneous nature of the concrete substrate and the strengthening materials.

The mechanical properties of the strengthening material, the concrete substrate surface preparation and the amount of reinforcement or bolts across the interface are some of the factors that influence interface shear resistance.

Recent work has been done at the Master's Program in Civil Engineering at the School of Civil Engineering of the Federal University of Goiás with the intent to evaluate the influence of reinforcement or bolts across the concrete interface to resist shear stresses in columns strengthened by jacketing. The objective of these works is to evaluate the influence of bolt type and quantity placed along the concrete interface of columns strengthened by jacketing when subjected to compression and one-axis bending.

OMAR (2006) [3], SAHB (2008) [4] and NASCIMENTO (2009) [5] studied strengthened columns and experimental evidence showed significant gains in column resistance as the cross section's dimensions are increased by jacketing. However, although the column



capacity increased compared to the original column, fragile and premature rupture was observed in some columns due to detachment of the new strengthening concrete from the old concrete substrate. Hence, new work is under way at the Federal University of Goiás such as those by MARQUES (2014) [6] e FERREIRA (2014) [7].

#### 2. Experimental program

This work presents the experimental results of eight rectangular columns subjected to compression and one-axis bending. Six of the eight columns were strengthened at the compression face with the addition of a concrete layer and use of wedge bolts along its length to increase adhesion between the old concrete substrate and the new concrete layer (MARQUES (2013) [6]).

Column nominated as PO corresponds to the original column without strengthening with the rectangular cross section of 120 mm by 250 mm. Six strengthened columns were originally cast with a 120mm by 250mm cross section and a 35 mm concrete layer was later added to the compression face. Therefore, the six strengthened columns had a 155 mm by 250 mm cross section when tested and they were nominated as P150-18, P150-26, P75-50, P75-34e, P75-34i e P75-42. All six were strengthened with sleeve wedge bolts placed perpendicular to the concrete interface formed after adding the new concrete 35 mm layer. Column nominated as PR was cast with a 155 mm by 250 mm cross section and has the same cross section as the strengthened columns but was cast monolithically. Since column PR was cast monolithically it should correspond to the strengthened column at its best as far as column load capacity is concerned. Column length was 2000 mm. Self-compacting concrete with a 40 MPa 28-day compressive strength was used.

#### 2.1 Column properties

Figure 1 shows column cross sectional dimensions. The columns were built such that two corbels, one at the base and another at the top, allowed for the application of a vertical force with an eccentricity that will provide bending moment at the column mid-length and the column will be under compression and one-axis bending. After strengthening, the smaller cross section dimension was increased from 120mm to 155 mm due to addition of a 35 mm concrete layer. Wedge bolts were placed but no additional steel reinforcement was added to the column.

To avoid detachment of the new concrete layer, sleeve wedge bolts with 8 mm nominal diameter and 80 mm effective length were used. The wedge bolt comes complete with conical bolt, jacket, washer and nut as shown in Figure 2. This type of bolt was chosen to continue the study initiated by SAHB (2008) [4].

Column longitudinal steel reinforcement consisted of 4 rebars of 10 mm nominal diameter (A<sub>2</sub> = 314 mm<sup>2</sup>). Transverse steel reinforcement consisted of 5 mm diameter hoops placed every 100mm at column mid-length and spaced every 50mm near column ends as illustrated in Figure 3. Concrete cover of 25 mm followed prescriptions in Brazilian Code NBR 6118:2007 Code [8], considering a weak aggressiveness durability class for columns. Prescriptions in EUROCODE 2 (2007) [9] says that minimum rebar cover should assure effective transmission of bond, protection against corrosion and adequate fire resistance.

Table 1 shows the column properties such as cross section dimensions, amount of bolts, bolt vertical spacing, bolt alignment and positioning and initial vertical load eccentricity for each column. Figure 4 shows bolt distribution for each column. Columns were named following a simple rule:

- PO/PR: Original column and Reference column;
- PX Y, where X is the vertical bolt spacing in mm and Y is the amount of bolts.

Column production consisted in the preparation of formwork, assembly of reinforcement, concrete casting, curing and formwork removal. Steel formwork was designed to facilitate assembly, removal and reuse. Plastic rebar spacers were used to position the reinforcement in the formwork and guarantee a 25 mm rebar cover. Approximately 50 days after casting, the jacket was cast. Preparation for casting the strengthened concrete cover included the

Table 1 – Column properties								
Column	Cross section dimensions (mm)	n	S <sub>b</sub> (mm)	n				
PO	120 x 250	-	-	-				
PR	155 x 250	-	-	-				
P150-18	155 x 250	18	150	2				
P150-26	155 x 250	26	150	3				
P75-50	155 x 250	50	75	4				
P75-34e*	155 x 250	34	75	2				
P75-34i**	155 x 250	34	75	2				
P75-42	155 x 250	42	75	3				
a = amount of bolts; sb = vertical bolt spacing; nL = amount of bolt lines;								

eccentricity: 60 mm for the original

subscript e = bolts with two external lines;

\*\* subscript i = bolts with two internal lines.

Analysis of the behavior of reinforced concrete columns strengthened with sleeve wedge bolts and a self compacting concrete layer



following steps: drilling holes for bolt fixation, hydro jetting the old concrete surface, bolt fixation.

Bolt length was 80 mm. The bolts were placed in holes 65 mm deep inside the concrete substrate using a large hammer, so 15 mm of the bolt's length would be positioned inside the new concrete layer. This positioning was used to guarantee a 20 mm rebar cover as prescribed by Brazilian code NBR 6118:2007 [8], in item 7.4.7.4, that allows a 20 mm nominal rebar cover for columns under conditions of durability class I aggressiveness. See Figure 5 for bolt placing details. A wrench was used for tightening the bolt's

nut. No other structural adhesive material was used for attaching the bolt to the concrete substrate and the device was fixated purely by mechanical anchorage.

#### 2.2 Instrumentation

Steel reinforcement was assembled at the Structural Laboratory of the School of Civil Engineering of the Federal University of Goiás. Steel rebars of the same fabrication lot were used to avoid material properties differences. Longitudinal rebars were numbered 1 to 4: rebars num-





bered 1 and 2 were positioned at the compressive face and rebars 3 and 4 were positioned at the tension face. Eight electrical strain gauges were attached to rebars at column mid-height to monitor longitudinal reinforcement strain as shown in Figure 6. Previously, mechanical properties of the steel were determined by direct tension test. These tests indicate a yield strain  $\varepsilon_y$  of 2,78 mm/m. Concrete strains were measured also at column mid-height by four concrete strain gauges placed on the most compressed face as shown in Figure 6.



Horizontal and vertical displacements were measured by digital displacement indicators as shown in Figure 7. Indicators had a 0,01 mm precision and a 50 mm gauge length. Indicator installation procedure consisted on mounting a fixed device on a vertical support placed behind the column (see figure 7) and the indicator cursor was placed on small metal plates glued to the column's surface. Indicators were removed prior to rupture to avoid equipment





damage. A complementary reading of mid-height displacement (same height as digital indicator R3 was placed) was taken using a standard measuring tape and it was used to measure horizontal mid-height displacements after removal of the digital indicators.

#### 2.3 Column testing

Figure 8 presents the test setup which is basically the column

attached to a steel frame on a reaction slab. Vertical load application was done using a hydraulic jack with a 1500 kN capacity attached to a manual hydraulic pump. The hydraulic jack was placed under the column on the reaction slab. For better load measurement, two 1500 kN capacity load cells were placed at the column's top and bottom. The load cells were attached to individual load digital indicators.

Cracking was observed and cracking patterns were registered throughout the test. Figure 9 shows cracking patters marked with a black magic marker for column P75-50. Initial cracking was observed at the 200kN load stage.

#### 3. **Results and discussion**

#### 3.1 Ultimate loads

Table 2 shows ultimate loads and concrete compressive strength on testing day for the concrete substrate and the new concrete layer.

The ultimate load for the monolithic reference column (PR) was 542,2 kN and the other columns did not reach such load capacity. This load is 3,28 times larger than the one obtained by the original column (PO). Column P150-18 obtains the closest ultimate load to the reference column PR: 84% of PR's ultimate load, and column P75-42 had the worst performance: 68% of PR's ultimate load. Still the worst performance showed a load capacity increase of 190% with respect to the original column (PO) ultimate load capacity.

Columns P150-18 and P150-26 had the same vertical bolt spacing, but column P150-26 had 8 more bolts. Unexpectedly, column P150-18's ultimate load was only 2,4% higher than column P150-26's ultimate load. Comparing columns with the same vertical bolt spacing of 75mm, the column with the highest amount of bolts (P75-50) had the highest ultimate load. Table 2 shows that the pillar with bolts internally (P75-34i, Pu = 421,6 kN) had a higher breaking load to its similar with the connectors placed further apart from each other (P75-34e, Pu = 401,2 kN).

Table 2 – Concrete compressive strength at testing day and ultimate loads									
Column	f <sup>c sub</sup> (MPa) / age	f <sub>c</sub> <sup>ref</sup> (MPa) / age	F <sub>ut</sub> (kN)	F <sub>ult</sub> / F <sub>PR</sub>	F <sub>ult</sub> / F <sub>PO</sub>	Mode of failure			
PO	41,9 / 90 days	-	126,7	0,23	-	YS/CC			
PR	41,3 / 80 days	-	542,2	-	4,30	CC			
P150-18	41,4 / 83 days	39,7 / 31days	453,2	0,84	3,58	DC			
P150-26	41,5 / 95 days	40,1 / 33days	442,5	0,82	3,49	DC			
P75-50	42,2 /95 days	42,4 / 46days	422, 1	0,78	3,33	DC			
P75-34e	42,6 / 102 days	43,4 / 53days	401,2	0,74	3,17	DC			
P75-34i	42,5 / 100 days	43,1 / 51days	421,6	0,78	3,33	DC			
P75-42	42,7 / 105 days	43,7 / 55days	367,8	0,68	2,90	DC			
$f^{\text{SUD}}$ compressive strength of the concrete substrate: $f^{\text{ref}}$ compressive strength of the new concrete layer.									

essive strength of the concrete substrate; f : compressive strength of the new concrete layer

;: Ultimate Column Load; PR: Reference Column; PO: Original Column

YS: Yielding of steel rebar; CC: Concrete crushing; DC: Detachment of new concrete layer



#### 3.2 Horizontal column displacement

Figure 10 show typical column displacements along column height and digital indicator readings are not the same for symmetrical indicator positioning (indicators R2-R4 and R1-R5). This is due to the test setup that contributes to a non-symmetry situation. The setup is statically symmetrical, but kinetically it is not since the vertical load application is at the bottom of the column, and hence, the reaction is at the top or the superior end of the column. The bottom of the column moves as load is applied, but the top does not move. Figure 10 shows column displacements for each digital indicator placed on the tension face, namely indicators R1 to R5, at the 300



IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2

<sup>2</sup> A statistical method of analysis of variance (ANOVA) was made using the software Statistic 6.0 da Statsoft®. The values of F<sub>cativates</sub> (Fcal) were compared with the tabulated values (F<sub>tab</sub>) a significance level of 5%. The value of F<sub>tab</sub> is equal to F<sub>a-0.05</sub> (v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub>) where v<sub>1</sub> e v<sub>2</sub> is the degrees of freedom of the evaluated effect and of the residuals.


kN loading stage. The maximum horizontal displacements were at column mid-height (indicator R3) as expected. The figure shows that the strengthened columns showed greater horizontal displacements when compared to the ones obtained by the reference column PR at the 300kN loading stage, except for column P75-34i that had similar displacements to the reference column. The ulti-

mate column load for the original column PO was 126,7 kN, which is lower than the 300 kN load and, hence, column PO's displacements are not shown in this figure.

Column displacements at mid-height (indicator R3 readings) for all columns are shown in Figure 11 for all loading stages until rupture. All strengthened columns had less stiffness than column



PR's stiffness, indicating the strengthened columns had a larger displacement at the same loading stage. This should be considered when designing a strengthened column using with this repairing technique.

Although Brazilian code NBR 6118:2007 [8] does not specify a limit value for column displacement at service loads, in this study, a limit of L/250 was adopted based on the code's limit for visual acceptance in beams. Since column height L was equal to 2000 mm, the displacement limit would be 8mm. This limit should not be surpassed at service loading. To estimate the service load, column PR's ultimate load was divided by 1,4, which approximately corresponds to a load safety factor adopted in structural design. Thus, the service load for column PR would be 387,3 kN, and the

displacement at this load is equal to 7,3 mm, which is less than the 8mm limit.

#### 3.3 Tension reinforcement

To analyze longitudinal steel deformations, as those shown in Figure 12, strain gauge readings with highest strains were used. Column PO was still the only one that yielded, surpassing the yield strain of 2,78 mm/m. Tension reinforcement in column PO reached yielding at a load of 90 kN, approximately 71% of ultimate load. Maximum steel strains in other columns were between 1,35mm/m for column P75-34e and 2,25mm/m for column P150-26 and yielding did not occur.





#### 3.4 Concrete strains

Figure 13 shows load versus concrete strain curves. Brazilian Code NBR6118 [8] specifies an ultimate concrete strain of 3,5 mm/m for flexure and a an ultimate strain of 2,0 mm/m for pure compression. Since the columns were in compression and one-axis bending, the ACI Code 318M-02 [10] value of 3,0 mm/m was chosen for the ultimate concrete strain and this value is between the two values specified by the Brazilian code. Figure 14 shows that the highest concrete strains on the column face with most compression were close to the ultimate strain value for all columns.

Strengthened column P150-18, with the smallest number of bolts, had the smallest ultimate concrete strain and the highest strains occurred in columns P75-50 e P150-26. Reference column PR had an ultimate concrete strain of 2,09 mm/m.

Column PO, with a smaller cross section, had the highest concrete strains at a given load level. At rupture, concrete strain reached a value of 2,86 mm/m, close to code value of 3,0 mm/m, and concrete crushing could be observed during the test, as shown in Figure 15.

#### 3.5 Modes of failure

Failure modes for all columns are listed in Table 2 and Figures 14, 15 and 16 show photographs of the cross section of some columns at rupture.

Original column PO failed by yielding of the longitudinal tension steel reinforcement followed by crushing of the compressed concrete. Reference column PR failed by concrete crushing, but the tension steel did not yield. This was confirmed by strain gauge readings in the concrete and steel. All strengthened columns showed detachment of the new concrete layer at rupture followed by concrete crushing of the substrate as illustrated in Figure 14. After detachment of the concrete layer, crushing of concrete substrate reached its greatest depth in columns P75-34e e P150-26 and a depth of 35mm was measured from the interface. The other strengthened columns had smaller crushing depths.

Figures 15 and 16 show cracking patterns for columns PO and P75-50 at rupture and similar patterns were observed in the other columns. Concrete crushing on the most compressed column face and crack opening on the tension side (Face T) was observed in the original column PO. Detachment of the new concrete layer and crack opening on Face T (tension side) was observed in column P75-50 as well as in all other strengthened columns.

#### 4. Conclusions

- Although without statistical significance due to the small number of specimens, results indicate the amount and position of the bolts can influence the resistance of the strengthened columns. Unexpectedly, the column with the smallest number of bolts (column P150-18) had the highest ultimate load. Analyzing the two columns with the same number of bolts (columns P75-34i and P75-34e), positioning the bolts internally was more effective than externally. This suggests that bolt efficiency can be related to its position in the concrete layer.
- Shear failure in the bolts did not occur. Bolts presented good behavior in all cases.
- Yielding occurred only in the longitudinal reinforcement of the original column PO. Applied load eccentricity was reduced due to a cross section increase as a new concrete layer was added in the strengthened columns, causing smaller stresses due to bending moment, so yielding of the longitudinal reinforcement on the tension face did not occur.

#### Figure 16 - Photograph of column P75-50 after failure



All strengthened columns had a premature failure due to the detachment of the new concrete layer from the concrete substrate. Crushing of the concrete substrate, as shown in Figure 14, occurred after detachment, once the new concrete layer no longer contributed to the column's resistance and all load was transferred to the concrete substrate. Concrete crushing occurred at rupture in the reference column and in the original column.

#### 5. Acknowledgements

The authors wish to thank CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, and CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico for the financial support,. In addition, special thanks to REALMIX for providing the self-compacting concrete and to Carlos Campos for providing the equipment necessary for preparation of the concrete substrate.

#### 6. References

- [01] SOUZA, R.H.F. (1990). Análise do Comportamento de vigas de betão armado reforçadas à flexão e ao esforço transverso. Lisboa, Tese (Doutorado) - Universidade Técnica de Lisboa.
- [02] MORENO Jr., R. "Estudo de fatores que afetam a aderência da argamassa de reparo para estruturas de concreto". Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002, 202p.
- [03] OMAR, M. Y. M. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-adensável (CAA) – Volume 3, p.271, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, 2010.
- [04] SAHB, K. F. P. Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e chumbadores. 2008. 226p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2008.
- [05] NASCIMENTO, P. P. M. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Reforçados com Concreto Auto-Adensável e Conectores – Volume 5, p.305-315, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, 2012.
- [06] MARQUES, M. G. (2013). Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável – Titulo provisório. Dissertação (Mestrado em andamento) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia.
- [07] FERREIRA, D. B, Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado, Reforçados com Concreto Autoadensável. – Revista Eletrônica de Engenharia Civil - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2013.
- [08] ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [09] EUROCODE 2: Design of Concrete Structures General Rules and Rules for Buildings.
- [10] Technical Committee ENV 2001-1-3. Brussels, 2007.
- [11] ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary - ACI 318/08. Detroit, American Concrete Institute, 2008.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## Heat treatment of processing sludge of ornamental rocks: application as pozzolan in cement matrices

**Tratamento térmico da lama do beneficiamento de rochas ornamentais: aplicação como pozolana em matrizes cimentícias** 



J. E. S. L. TEIXEIRA a jamilla.teixeira@ufes.br

E. NUNES <sup>b</sup> evaristoufes@uol.com.br

#### Abstract

The sector of ornamental rocks produces significant volume of waste during the sawing of the blocks and demand to find ways to recycle, given its environmental impact. Considering the possibilities of use of industrial by-products as mineral admixtures, aiming at sustainable development in the construction industry, this paper aims to study the performance of the processing sludge of ornamental rocks and grinding after heat treatment, based on their potential application as partial substitute for cement. The residue was characterized, cast and milled to produce glassy material. Was analyzed the mechanical performance and pozzolanic activity with partial replacement of cement by waste in natural condition and after heat treatment in mortars for comparison. The results were promising, so it was possible to verify that after heat treatment, the treated waste is presented as a material with pozzolanic characteristics.

Keywords: heat treatment, pozzolanicity, sludge, waste, ornamental rocks.

#### Resumo

O setor de rochas ornamentais produz volume significativo de resíduo durante a serragem dos blocos e demanda encontrar formas de reciclagem, dado seu impacto ambiental. Considerando as possibilidades de utilização de subprodutos industriais como adições minerais, visando o desenvolvimento sustentável na construção civil, este artigo tem por objetivo estudar o desempenho da lama do beneficiamento de rochas ornamentais após tratamento térmico e moagem, baseando-se no seu potencial de aplicação como substituto parcial do cimento. O resíduo foi caracterizado, fundido e moído para produção de material vítreo. Analisou-se o desempenho mecânico e a atividade pozolânica com substituição parcial do cimento pelo resíduo na condição natural e após tratamento térmico em argamassas para comparação. Os resultados foram promissores, tendo sido possível verificar que após tratamento térmico, o resíduo tratado se apresentou como um material com características de pozolanicidade.

Palavras-chave: tratamento térmico, pozolanicidade, lama, resíduos, rochas ornamentais.

Received: 05 Jun 2014 • Accepted: 19 Dec 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

University Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Vitória – ES, Brasil;
 Universidade Federal do Espírito Santo, Centro de Ciências Exatas, Programa de Pós-Graduação em Física, Vitória – ES, Brasil.

#### 1. Introduction

Sustainable development has become a global concern, and there has been a collective effort towards the improvement of processes and products, seeking the optimisation of natural resource use in the context of sustainability.

Because civil construction places one of the largest demands on these resources for the production of its construction materials and buildings in general [1], improvements have been sought to minimise its impact on the planet by making use of both planning and management techniques, which can avoid reworking and waste, and by reusing the waste that is generated and recycling products. The incorporation of waste into construction materials has been indicated as a strategy to preserve natural raw materials, save energy, reduce pollutant emissions, and, in some cases, eliminate landfill costs. Fly ash, active silica, and rice husk ash are examples of waste materials already established as pozzolans [2].

The ornamental stone sector has been emphasised among the industrial sectors with broad waste generation. This industry is considered one of the most important areas of the mineral-industrial business, and Brazil is one of the five main countries that produce blocks and slabs of marble and granite [3].

The processing stage involves splitting blocks into slabs and treating their surfaces. Cutting is performed by metal blade looms and abrasive pulp (rock dust, grit, and lime) or diamond wire looms, with water aspersion to avoid suspension of the dust [4,5]. In this stage, approximately 25% of each of the cut blocks is converted into waste. The volume generated in Brazil is approximately 1.8 million tonnes annually [6] and is known as sludge from ornamental stone processing (SOSP). Rock dust is mixed with water and separated for discharge according to its composition: waste with grit, produced by cutting with traditional looms and referred to in this study as SOSP G; and waste without grit, produced by cutting with diamond wires and from polishing, known as SOSP D.

Given the costs of this waste's correct transportation and discharge and the environmental impact that can be caused by the large volume produced, studies have been performed examining its potential reuse in civil construction [5]. In its natural state, the waste has a moisture level between 20 and 30%, but after a drying process is performed, it has broad potential for application in construction materials given its fine powder condition.

Promising results have been identified when the waste is added to matrices of ceramics [7-11], bitumen [12-16], and cement [17-28] with the objective of increasing the final material's durability, reducing the use of aggregates or agglomerates, improving mechanical behaviour based on the physical performance that the inert materials exert when they are in a reduced granulometric range, acting as an element for filling pores, and improving the system's packing. Using the waste's chemical composition, elevated potential has also been identified for its use in the fabrication of glasses due to the significant presence of glass network-forming oxide (SiO<sub>2</sub>) and other oxide components (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, K<sub>2</sub>O, Na<sub>2</sub>O, and MgO). Studies have indicated the technical viability of producing sodalime glass [29] and borosilicate glass [30] from a thermal treatment application following proper complementing of the chemical composition. Additionally, glass wastes have potential applications as a pozzolan given their reactive characteristics when finely ground [31-34].

Chemical property	SOSP G(1)	SOSP D(1)	CP V ARI(2)
SiO <sub>2</sub> (%)	63.75	66.80	18.65
CaO (%)	3.72	3.44	63.72
MgO (%)	0.31	0.93	0.75
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	14.55	13.50	4.91
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	7.57	3.79	2.97
K <sub>2</sub> O (%)	5.01	3.83	0.80
Na <sub>2</sub> O (%)	3.58	3.50	-
C (%)	0.39	1.11	-
Loss on ignition (%)	0.69	3.50	3.84
Physical property	SOSP G	SOSP D	CP V ARI
Density (g/cm³)	63.75	66.80	18.65
Blaine specific surface (cm²/g)	3.72	3.44	63.72
Material retained in sieve no. 200 (%)	0.31	0.93	0.75

#### Table 1 - Chemical composition and physical properties of the wastes and Portland cement

The chemical composition of the glass waste was determined using the x-ray fluorescence technique (XRF) using a Shimadzu EDX720 device.
 The data on the chemical composition of the cement CP V ARI were provided by the manufacturer and corresponded to the cement lot used.

Notes

Figure 1 - Micrographs with 1000x magnification of (a) SOSP G and (b) SOSP D



Despite the previously identified potential uses for SOSP and considering the large volume of waste generated that remains unconsumed, this study sought to harness the vitreous potential of SOSP to develop a pozzolan, identifying the benefits of this additive in cement materials to reduce agglomerate use and improve their mechanical properties. This study was also based on the understanding that scientific institutions must work on challenging subjects at the forefront of the field, expecting to achieve a balance among the sustainable development triad of economics, the environment, and social aspects in the long term.

### 2. Material and methods

The experimental program was divided into two stages: (1) Part 1: thermal treatment of the waste and (2) Part 2: Application of thermally treated waste in mortars.

In Part 1, based on an initial study of the characteristics of SOSP G and SOSP D, four thermal treatment types were applied, and the resulting characteristics were identified in an effort to use the thermally treated material as a pozzolan.

After choosing one of these researched treatments, the wastes were melted in larger quantities and used as a substitute for cement in mortars. Hence, in Part 2 of this research scope was possible to evaluate the influence of the different percentages on the resulting mechanical properties.

#### 2.1 Materials

High early strength Portland cement, or HES PC V (according to the NBR 5733 standard for high early strength Portland cement) [35], was used to fabricate mortars, using the lowest additive concentration among those available on the market, seeking to avoid combined effects. The fine aggregate was normal Brazilian sand, a natural quartz material obtained from the Institute for Technological Research (IPT) according to the requirements established in NBR 7214 (normal sand for cement tests) [36]. The sand was used in four grain size ranges corresponding to the standardised dimensions: 1.20, 0.60, 0.30, and

0.15 mm, added in equal proportions of 25% for each grain size range according to the standard adopted by NBR 7215 (Portland cement: determination of compressive strength) [37].

The wastes used in this study, SOSP G and SOSP D, came from a mill located in the Brazilian state of Espírito Santo. This mill splits blocks of marble, granite, and other rocks from various Brazilian states into slabs.

The waste underwent drying, lump breaking, and homogenisation before being characterised. The physical properties and chemical compositions of these materials and the cement are shown in Table 1. The predominance of silicon dioxide  $(SiO_2)$  and aluminium oxide (Al2O3) can be observed in both waste types, these being materials characterised as aluminium silicates, with the sum of the SiO2, Al2O3, and Fe2O3 percentages greater than 50% in both. The pozzolanic activity index when combined with the cement indicated that these materials did not show reactive activity in the cement matrix but could



Table 2 – Treatments applied to the residues					
ID	Description	Temp. (°C)	Cooling	Oven	Observations
TTO	No thermal treatment	100	-	Oven	Drying and lump breaking
TTI	Thermal treatment I	1200	Slow	Muffle	-
TTII	Thermal treatment II	1300	Rapid	Tubular	Addition of CaO
TTIII	Thermal treatment III	1400	Rapid	Tubular	Use of refractory paint in the crucible
TTIV	Thermal treatment IV	1500	Rapid	Tubular	_

be used as an inert mineral additive given that their fineness is higher than that of the cement, promoting a filler effect. Micrographs of the waste types in Figure 1 show the fragments of steel grit in the SOSP G sample and demonstrate that the SOSP G actually had smaller grains than the SOSP D, which was justified by the recirculation of the sludge in the traditional looms used to cut various blocks until it lost its abrasive capacity.

The morphological phases present in the waste types are shown in the x-ray diffractograms of Figure 2, in which it is possible to identify well-defined peaks attributed primarily to silica (quartz), a typical characteristic of chemically stable crystalline compounds indicating a low possibility of reactive activity.

To understand the behaviour of the wastes at high temperatures, a heating simulation was performed based on their chemical compositions using ThermoCalc® software. According to this simulation, the probable fusion temperature of SOSP G with the complete formation of slag (molten mass) was approximately 1125°C and that of SOSP D was 1090°C. To evaluate viscosity during the heating process, a computational simulation was also performed based on the materials' chemical compositions using SlagViscosityModel software from

the company Magnesita©, which indicated high viscosity even at high temperatures, on the order of 104 Poise (P) for a temperature of 1450°C. This viscosity hindered the material's conformation and prevented fluidity, meaning that the melted mass could not be poured. Glasses in fusion show a viscosity of approximately 100 P [38].

#### 2.2 Methods

#### 2.2.1 Part 1

The methods used for the application of thermal treatment (TT) were intended to identify the temperature and ideal condition of the glassy material from the SOSP G and SOSP D wastes, generating an amorphous composite with the possibility for application as a pozzolan. This step in the experiment consisted of executing and evaluating the thermal treatments.

In addition to the drying and lump breaking condition (TT0), four other treatments were executed at temperatures varying from 1200°C to 1500°C, according to Table 2.

The treatment performed in a chamber-type muffle oven was

Table 3 – Dosages of the produced mortars (by mass)						
ID	Cement	SOSP	Sand	Water	Observations	
AREF	1,00	0,00	3,00	0,50	No waste	
ALG 5	0,95	0,04	3,00	0,50	SOSP G - TTO	
ALG 15	0,85	0,13	3,00	0,50	SOSP G - TTO	
ALD 5	0,95	0,04	3,00	0,50	SOSP D - TTO	
ALD 15	0,85	0,13	3,00	0,50	SOSP D - TTO	
ALGf 5	0,95	0,04	3,00	0,50	SOSP Gf - TTselection	
ALGf 10	0,90	0,08	3,00	0,50	SOSP Gf - TTselection	
ALGf 15	0,85	0,12	3,00	0,50	SOSP Gf - TTselection	
ALGf 20	0,80	0,16	3,00	0,50	SOSP Gf – TTselection	
ALDf 5	0,95	0,04	3,00	0,50	SOSP Df - TTselection	
ALDf 10	0,90	0,08	3,00	0,50	SOSP Df - Tiselection	
ALDf 15	0,85	0,12	3,00	0,50	SOSP Df - TTselection	
ALDf 20	0,80	0,16	3,00	0,50	SOSP Df - TTselection	

performed by heating the sample at a rate of 10°C/min to the defined temperature, which was maintained for 2 hours and then slowly cooled according to the oven's inertia.

The treatments performed in the tubular oven involved preheating the oven to the temperature of the TT and subsequent insertion of the samples, which were rapidly heated and maintained at the standard temperature for two hours and then cooled by removing the graphite crucible from the oven with the appropriate necessary safety apparatus and immersing it in water at room temperature.

Abrupt cooling is ideal for glass production [38], but given the high viscosity of the slag produced in the fusion, it was not possible to pour it, which hindered the cooling process.

The vitreous materials resulting from the thermal treatments were subjected to a grinding process using a ring mill and sieved in a 75- $\mu$ m sieve (no. 200). The materials were evaluated according to three aspects, production, mineralogy, and pozzolanicity, by the Lúxan method [39], which is a rapid test on a 5.0-g sample of material that evaluates the pozzolanic activity through the conductivity variation of a saturated solution of Ca(OH)<sub>2</sub>.

From this procedure, the TT with the best results was selected for production in larger quantities and application in mortar. These samples were named SOSP Gf and SOSP Df and characterised with regard to their physical properties, chemical compositions, and pozzolanic activity [40] according to the requirements established in NBR 12653 (Pozzolanic materials specification [41]).

#### 2.2.2 Part 2

Mortars were produced with a proportion of 1:3:0.5 by mass (agglomerate:sand:water). The agglomerate concentration varied with the use of waste substitution for cement. To verify whether the wastes had comparable performance to the pozzolans after thermal treatment, substitution concentrations of 5, 10, 15, and 20% cement were adopted for each treated waste (ALGf and ALDf) along with traces of mortar substituting waste without thermal treatment (ALG and ALD) at concentrations of 5 and 15%, in addition to the reference mortar (MREF) for comparison. The dosage of mortars was established by mass based on the appropriate volume compensation to replacement cement by waste according to the relation between the specific gravities. The dosages are presentaOs tracos estão apresentaOs na Table 3.

The mortars were produced according to the procedures defined in NBR 7215 [37] and their characteristics verified in the fresh state, with tests performed to determine the consistency index by spreading a truncated cone on the table, performed according to NBR 13276 [42], and to verify the density of the mortars according to NBR 13278 [43]. To perform tests on the samples in their hardened states, it was necessary to mould cylindrical specimens measuring 50 x 100 mm, for which the methodology described in NBR 7215 was adopted [37].

The specimens were kept inside the moulds in a humid chamber and removed from the moulds after 24 hours and then identified and subjected to immersed curing in water saturated with lime until the date designated for performing tests in their hardened states. The evaluation occurred at 28, 63, and 91 days. A total of 234 specimens were moulded for this purpose, with 18 for each trace and each age. On these dates, the specimens were examined to check their modulus of elasticity and axial compressive strength. Determination of the dynamic modulus of elasticity was conducted at 28, 63, and 91 days using the velocity obtained from an ultrasonic pulse, a Pundit Lab model from Proceq, according to NBR 15630 [44], while the axial compressive strength was determined at the same ages according to NBR 5739 [45].

#### 2.3 Statistical analysis

The results obtained in the tests performed on the mortars in their hardened states were subjected to a statistical analysis for variance verification, with the goal of comparing the influence of each controllable factor (thermal treatment, waste type, substitution concentration, and age) on the response variables (modulus of elasticity and compressive strength). Analysis of variance (ANOVA) was employed, considering a confidence level of 95%, using the *Statistica* 7.0 program [46].

#### 3. Results and discussion

#### 3.1 Part 1: evaluation of the applied thermal treatments

In terms of production, TTI offered the best conditions because it presented minimal risk to the operator and had the production

Waste type	Thermal sample treatment	Initial reading (m\$/cm)	Final reading (m\$/cm)	Conductivity (mS/cm)	Pozzolanicity classification
SOSP D	TTO	4,86	4,84	0,02	Not pozzolanic
SOSP D	TTI	4,89	4,45	0,44	Variable pozzolanicity
SOSP D	TTII	4,88	4,63	0,25	Not pozzolanic
SOSP D	TTIII	4,87	4,65	0,22	Not pozzolanic
SOSP D	TTIV	4,85	4,12	0,73	Variable pozzolanicity
SOSP G	TTO	4,86	4,83	0,03	Not pozzolanic
SOSP G	TTI	4,88	4,60	0,28	Not pozzolanic
SOSP G	ΠIV	4,89	4,59	0,30	Not pozzolanic

#### Table 4 - Results for the pozzolanicity tests performed using the Lúxan method

Table 5 - Chemical a	composition and phys	ical properties of the wastes	after TT selection
Chemical property	SOSP Gf	SOSP Df	Limit(1)
SiO <sub>2</sub> (%)	62.88	64.61	Sum ≥ 50.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	24.85	22.10	Sum ≥ 50.0
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4.65	1.48	Sum ≥ 50.0
CaO (%)	2.82	2.57	N.S.(2)
MgO (%)	0.00	1.52	N.S.
K <sub>2</sub> O (%)	4.10	2.90	N.S.
Na <sub>2</sub> O (%)	0.00	3.37	≤ 1.5
Loss on ignition (%)	0.20	1.20	≤ 6.0
Physical property	SOSP G	SOSP D	Limits(1)
Density (g/cm³)	2.301	2.196	N.S.
Blaine specific surface (cm²/g)	4482.9	4266.8	N.S.
Material retained in sieve no. 200 (%)	0.0	0.0	N.S.
Material retained in sieve no. 325 (%)	9.5	5.0	≤ 34
Natas			

Notes

(1) Limits established for Class E of the pozzolans described in NBR 12653 (41);

(2) N.S. - Not specified.

capacity for a large quantity of material despite the need for a high energy demand to heat the oven's entire internal volume.

The treatments performed in the tubular oven (TTII, TTIII, and TTIV) show high operational risk and limitations in terms of volume produced. The treatments had a low energy demand for heating, but pouring the molten mass was impossible, and it was difficult to obtain an adequate recipient.

In TTII, the addition of CaO was not effective at reducing the viscosity, but the sample remained porous, facilitating forced removal. In TTIII, the use of refractory paint aided slightly in the removal of the sample after cooling, but the paint interacted with the material on its edges. It was difficult to remove the molten material from TTIV after cooling.

Regarding the mineralogy of the samples produced by the applied thermal treatments, a trend of disorganisation in the crystalline network, with the appearance of an amorphous halo, was noted in all cases, even with the occurrence of crystalline peaks related to SiO<sub>2</sub> in the form of quartz because this phase was stable and its fusion temperature higher than the temperatures of the applied treatments

The samples' pozzolanicity results obtained from an analysis of the Lúxan method are shown in Table 4.

The samples of SOSP D from TTI, performed in the muffle oven at up to 1200°C with slow cooling, and TTIV, performed in the tubular oven at 1500°C, were classified as having variable pozzolanicity.

It was expected that the samples with the highest fusion temperatures and highest cooling velocities would have the largest variations in conductivity due to the material's greater reactivity, as occurred with the sample of SOSP D during TTIV. However, the sample also achieved an index to be classified as a pozzolan during TTI, indicating that it was possible to obtain a pozzolan from SOSP at a temperature of 1200°C and even with slow cooling.

This reactivity may be related to the high viscosity of the material during the heating process, which, after the disorganisation of the atomic arrangement, makes difficult the reorganization of the arrangement, thus generating a material with an amorphous halo even without abrupt cooling.

With the criteria used to evaluate the thermal treatments, it was judged that the use of TTI was most appropriate for the task. This treatment presented the lowest production risks, with the possibility of producing larger quantities. The samples' crystalline networks showed disorganisation and the appearance of an amorphous halo. TTI also had the lowest limit temperature of the treatments with indications of pozzolanicity.

#### 3.2 Characterisation of the wastes after TT selection

The physical and chemical properties of the waste types used after the thermal treatment (TTI) was selected, known as SOSP Gf and SOSP Df. are shown in Table 5.

The data shown demonstrate that the wastes showed similar characteristics after the fusion and grinding processes, with the SOSP Gf waste having a slightly higher density due to the presence of traces of steel grit, which are denser than the remainder of the material. Even with a particle size similar to cement, the SOSP Gf and SOSP Df wastes showed higher specific surface areas, which was attributed to the grains' angularity, a characteristic of vitreous



materials that was corroborated with the results shown by various authors that have studied the use of glass waste [43-45].

After fusion, the wastes remained predominantly aluminium silicates with a concentration of SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, and Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> higher than 50%, as established in the requirements of NBR 12653 [38] for Class E pozzolanic materials.

X-ray diffractograms of the wastes after thermal treatment are shown in Figure 3.

A reduction and broadening of the crystalline peaks was observed, indicating a trend toward disorganisation in the network. This disorganisation is a marked characteristic in glasses that favours the material's pozzolanic action. The presence of silica in its quartz phase  $(SiO_2)$  was also noted, which, despite heating, did not reach its fusion temperature of approximately 1700°C.

To verify the pozzolanic action capacity of the treated wastes in the cement matrix, they were evaluated in terms of their Pozzolanic Activity Index with the cement (PAI-cem) [40]. NBR 12653 [41] establishes that the minimum PAI-cem value needed for a material to be considered pozzolanic is 75% and that the maximum water required is 110%. The PAI-cem of SOSP Gf was 94.7% and that of SOSP Df was 97.3%. Thus, both wastes exhibited proven pozzolanic activity with the cement. Using the chemical and physical requirements after thermal treatment, the materials could be classified as Class E pozzolans.

3.3 Part 2: application of thermally treated waste i n mortars

#### 3.3.1 Fresh state

The a/c relationship of all of the mortars prepared was maintained, the additives were substituted for cement, and the quantity of water was standard. The consistency index (CI) varied from 211.5 mm in MREF to 226.0 mm in ALDf 5, 10, and 15. The maximum variation was 6.9% relative to MREF. The CI was within the interval inherent to the test type's variability, and it was impossible to state whether these results were effectively different.

There was a reduction in the density of the mortars in their fresh state with the increase in the substitution concentration, which was justified by the lower densities of the wastes compared to that of the cement.

#### 3.3.2 Hardened state

As shown in Figure 4, and analysing in terms of absolute values, the mortars with waste substituted for cement had lower axial compressive strengths than those from MREF. The ALGf and ALDf samples had the closest strength values to that of the MREF. By analysing the samples at 91 days, it was verified that the equivalent percentages relative to MREF varied from 74.4% to 95.7%, with the mortars ALG 5, ALGf 5, and ALGf 10 having values closest to that of the MREF. This result could be explained by the filler effect with a low substitution percentage in ALG 5, and the





performance of the ALGfs was attributed to the pozzolanic activity of the wastes with the cement that received thermal treatment. Although it could not be proven in this study, an increasing trend was expected in the axial compressive strength of mortars using wastes subjected to thermal treatment, such that it would be possible to achieve strengths very close or equal to those of the MREF (primarily with lower substitution concentrations, considering the slow effect of the pozzolanic reactions, which was a consequence of the production of calcium silicate hydrate (C-S-H) in these phases [1]).

The analysis of variance of these results occurred separately, using the data set obtained for the mortars that used wastes without thermal treatment and the mortars that were prepared with wastes subjected to thermal treatment and grinding.

The type of waste (SOSP G or SOSP D) was not a significant variable in the results for the axial compressive strength of mortars produced using wastes without thermal treatment, considering a confidence interval of 95% and a significance level of 5%. Age and substitution concentration were significant as was the interaction between them, as expected.

The mortars produced with the thermally treated wastes, SOSP Gf and SOSP Df, had compressive strength results that were in agreement with the conclusions of different authors studying additives in cement matrices, knowing that they had similar characteristics to glasses. Researchers have identified that mortars containing finely ground glass waste possess lower but satisfactory strengths than reference mortar, primarily at later ages, associated with the material's pozzolanic action [33-34,47].

The analysis of variance of this group of mortars was performed on a confidence interval of 95% and at a significance level of 5% and indicated that all of the controllable factors (type of waste, substitution concentration, and age) interfered independently with the compressive strength in a significant manner. The interaction between these factors was significant only between the type of waste and substitution concentration and between the percentage and age, which was differentiated from the occurrence of significance in the mortars with waste that was not thermally treated. The similar behaviour to that of the reference mortar in this group can be observed in Figure 5. An analysis of variance of the results was also performed for the compressive strength of mortars ALG, ALD, ALGf, and ALDf, with substitution percentages of 5 and 15%, to evaluate the influence of the wastes' thermal treatment on the strength results. The source of variation was included to determine whether thermal treatment of the waste was performed. The question of whether the waste was thermally treated was significant to the mortars' axial compressive strength and the other variables being studied.

In terms of the difference between the waste's behaviour with and without thermal treatment, (i.e., pozzolanic or non-pozzolanic), the investigation identified a reduction in strength with higher concentrations when non-pozzolanic material was used, and the pozzolanic material yielded results closer to the reference mortar, as can be observed in Figure 6.





Figure 7 - Average dynamic modulus of elasticity of the mortars at 28, 63, and 91 days

As observed in Figure 7, the mortars with substitution had lower moduli of elasticity, in absolute values, than the MREF, as with the compressive strength. ALGf and ALDf showed modulus of elasticity values closer to the MREF values. At 91 days, the



equivalent percentages compared to MREF varied from 87.7% to 99.6%, with the ALGf 5, ALGf 10, and ALDf 10 mortars having values closest to MREF. This behaviour could have been related to the higher specific gravity in the matrices of the mortars with wastes subjected to fusion due to the pozzolanic activity of these materials.

An analysis of variance was performed according to the compressive strength, initially in two groups (i.e., mortars produced with wastes in the TT0 condition and after the TTI treatment) and then in a joint manner for concentrations of 5% and 15%.

The results of the analysis were similar to those for compressive strength in that the type of waste was not significant in the mortars with wastes not subjected to thermal treatment, but it was significant in the other cases. Increasing age increased the modulus of elasticity in all of the experiments, and the increase in substitution concentration generally decreased the value of the modulus. During the joint analysis of the results, the performance of the wastes' thermal treatment had a significant influence on the mortars' moduli of elasticity. The photos in Figure 8 demonstrate that the wastes with thermal treatment generated higher modulus results, with a less accentuated reduction as the substitution concentration increased.

Observation of the microstructure indicated dense matrices with the formation of portlandite plates in the mortars containing wastes subjected to thermal treatment, possibly from the pozzolanic reaction.

It was possible to observe the presence of pores with late crystalline formations of calcium aluminate hydrates at 91 days in mortar ALD 15, which had the lowest mechanical performance of the mortars evaluated. These pores are shown in Figure 9.

The mortar with 5% substitution of SOSP Gf for cement had a similar mechanical performance to the reference mortar. Figure 10 shows that piles of portlandite plates and C-S-H crystals were formed at 91 days. These crystals filled the pores previously occupied by water during the cement hydration, refining the matrix and making the mortar less permeable, which is a typical behaviour observed with the pozzolanic effect.



#### 4. Conclusions

- The sludge produced by processing ornamental stones (SOSP), with and without grit, is an aluminium silicate with broad potential for use in construction materials.
- The application of thermal treatment to SOSP can produce a pozzolan, as observed in this study, and new studies are needed to obtain better results by seeking appropriate techniques for abrupt cooling, which results in a predominantly amorphous material.
- SOSP can act as a filler in cement matrices, substituting for cement and maintaining a compressive strength close to reference values at low substitution concentrations (5%). There is no significant difference between the residue action with and without grit in this condition.
- The performance of the SOSP after thermal treatment and grinding indicated that this material could be used in cement matrices as a substitute for cement, generally achieving higher axial compressive strength and modulus of elasticity values than those observed with wastes that were not thermally treated.



- The production of pozzolanic material from sludge produced by ornamental stone processing can be established as an alternative to recycling of waste, and for this it is necessary to structure ways to optimize the production, whereas this research was conducted in order to verify the technical feasibility of the product and demand an analysis of sustainability of the material.
- In conclusion, the application of sludge produced by ornamental stone processing, after thermal treatment and grinding, was deemed promising as a partial pozzolanic substitute for cement.

#### 5. Acknowledgments

The authors thank the Brazilian Federal Agency for the Support and Evaluation of Graduate Education (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES) for its financial support; the staff from the LEMAC, LMC/LPT, LCSM, and LabPetro laboratories; located at the Federal University of Espírito Santo (UFES) for their technical support; and the companies Vitoria Stone, Holcim, and Vale for their participation in the study.

#### 6. References

- [01] P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro. Concreto: microestrutural, propriedades e materiais, 3 ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, p. 674, 2008.
- [02] V.M. John. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 113p. Tese (Livre Docência)- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.
- [03] Brasil. Ministério de Minas e Energia. Relatório Técnico 33: Rochas Ornamentais e de Revestimento. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. Brasília, 2009.
- [04] J. L. Calmon. Resíduos industriais e agrícolas. In: Isaia, Geraldo Cechella. (Org.). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 1 ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, v. 2, p. 1590-1627, 2007
- [05] J. L. Calmon, S. A. C. Silva. Mármore e granito no Espírito Santo: problemas ambientais e soluções. In: Domingues, A. F.; Boson, P. H. G.; Alípaz, S. (Org.). A gestão dos recursos hídricos e a mineração. Brasília. Agência Nacional das Águas e Instituto Brasileiro de Mineração. Capítulo 5, p. 199-231, 2006.
- [06] C. F. Chiodi. Consumo interno, perfil de utilização e estrutura de comercialização das rochas ornamentais e de revestimento no Brasil. Publicação técnica. ABIROCHAS. Minas Gerais. 2004.
- [07] A. M. Segadães, M. A. Carvalho, W. Acchar. Using marble and granite rejects to enhance the processing of clay products. Applied Clay Science. v. 30, p. 42-52, 2005.
- [08] W. Acchar, F. A. Vieira, D. Hotza. Effect of marble and granite sludge in clay materials. Materials Science Engineering. v. 319, p. 306-309, 2006.
- [09] P. Torres, H. R. Fernandes, S. Olhero, J. M. F. Ferreira. Incorporation of wastes from granite rock cutting and polishing industries to produce roof tiles. Journal of the European Ceramic Society. v. 29, p. 23-30, 2008.

- [10] D. Eliche-Quesada, F. A. Corpas-Iglesias, L. Pérez-Villarejo, F. J Iglesias-Godino. Recycling of sawdust, spent earth from oil filtration, compost and marble residues for brick manufacturing. Construction and Building Materials. v. 34, p. 275-284, 2012.
- [11] N. Bilgin, H. A. Yeprem, S. Arslan, A. Bilgin, E. Günay, M. Marsboglu. Use of waste marble powder in brick industry. Construction and Building Materials. v. 29, p. 449-457, 2013.
- [12] M. Karasbahin, S. Terzi. Evaluation of marble waste dust in the mixture of asphaltic concrete. Construction and Building Materials. v. 21, p. 616-620, 2007.
- [13] C. Rubio, F. Moreno, A. Belmonte, A. Menéndez. Reuse of waste material from decorative quartz solid surfacing in the manufacture of hot bituminous mixes. Construction and Building Materials. v. 25, p. 2465-2471, 2010.
- [14] H. Akbulut, C. Gürer, S. Cetin, A. Elmaci. Investigation of using granite sludge as filler in bituminous hot mixtures. Constructions and Building Materials. v. 36, p. 430-436, 2012.
- [15] F. Moreno, C. Rubio, M. J. M. Echevarria. Reuse of sludge from the decorative quartz industry in hot bituminous mixes. Constructions and Building Materials. v. 25, p. 2465-2471, 2011.
- [16] E. V. Gottardi, J. L. Calmon, J. E. S. L. Teixeira. O uso de resíduo de beneficiamento de rochas ornamentais e de escória de aciaria como fíler em misturas asfálticas. In: 42° Reunião Anual de Pavimentação, 2013, Gramado. Anais. Gramado: RAPv, 2013.
- [17] J. L. Calmon, F. A. Tristão, F. S. S. Lordêllo, S. A. C. Da Silva, F. V. Mattos. Reciclagem do resíduo de corte de granito para a produção de argamassas. In: Encontro Nacional de Edificações e Comunidades Sustentáveis. Anais. Canela. ANTAC. 1997.
- [18] J. L. Calmon, F. A. Tristão, F. S. S. Lordêllo, S. A. C. Da Silva, F. V. Mattos. Aproveitamento do resíduo de corte de granito para a produção de tijolos de solo-cimento. VII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Anais. Florianópolis. ANTAC. 1998.
- [19] J. Gonçalves, W. Moura, D. Dal Molin. Avaliação da influência da adição do resíduo de corte de granito (RCG), como adição, em propriedades mecânicas do concreto. Ambiente Construído. v. 2, nº 1, p. 53-68, 2002.
- [20] L. A. Gobbo, I. S. C. Mello. Reciclagem dos resíduos finos da serragem de mármores e granitos pela indústria de cimento. Anais.
   1st International Congress of Dimension Stones. 6p, 2005.
- [21] J. L. Calmon,, M. Moratti,, S. Moraes, D. Cenci. Self-compacting concrete using marble and granite sawing wastes as filler. World Sustainable Building Conference, Tokyo, 2005.
- [22] W. A. Moura, J. L. Calmon, M. B. L. Lima, M. Moratti, R. F. Correia, D. O. Senna, M. C. Boaventura. Relatório final do projeto utilização de resíduo de serragem de rochas ornamentais (RSRO) na produção de peças pré-moldadas para habitação de interesse social. Relatório Final de Projeto. UFES. UEFS. 2007.
- [23] R. R. Menezes, J. Farias Filho, H. S. Ferreira, G. A. Neves, H. C. Ferreira. Reciclagem de resíduos da construção civil para a produção de argamasas. Cerâmica. v. 55, p. 263-270, 2009.
- [24] W. Y. Aruntas, M. Gürü, M. Dayi, I. Tekin. Utilization of waste marble dust as an additive in cement production. Materials and Design. v. 31, p. 4039-4042, 2010.

- [25] I. Mármol, P. Ballester, S. Cerro, G. Monrós, J. Morales, L. Sánchez. Use of granite sludge wastes for the production of coloured cement-based mortars. Cement & Concrete Composites. v. 32, p. 617-622, 2010.
- [26] L. F. Arrivabene. Adição de Resíduo da Indústria de Granito em Escória de Aciaria BOF visando sua utilização na Produção de Cimento. Tese (Doutorado em Metalurgia e Materiais) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Metalurgia, Universidade de São Paulo, 2012.
- [27] N. Jain. Effect of nonpozzolanic and pozzolanic mineral admixtures on the hydration behavior of ordinary Portland cement. Construction and Building Materials. v. 27, p. 39-44, 2012.
- [28] O. Gencel C. Ozel, F. Koksal, E. Erdogmus, G. Martínez-Barrera, W. Brostow. Properties of concrete paving blocks made with waste marble. Journal of Cleaner Production. v. 21, p. 62-70, 2012.
- [29] M. P. Babisk. Desenvolvimento de vidros sodo-cálcicos a partir de resíduos de rochas ornamentais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Ciência dos Materiais. Instituto Militar de Engenharia, 2009.
- [30] R. L. S. B. Marçal. Fabricação de vidros especiais a partir de resíduos da indústria de rochas ornamentais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Ciência dos Materiais. Instituto Militar de Engenharia, 2011.
- [31] K. Sobolev, P. Türker, S. Soboleva, G. Iscioglu. Utilization of waste glass in ECO-cement: Strength properties and microstructural observations. Waste Management, v. 27, p. 971-976, 2007.
- [32] L. A. Pereira-de-Oliveira, J. P. Castro-Gomes, P. M. S. Santos. The potential pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars components. Construction and Building Materials, v. 31, p. 197-203, 2012.
- [33] A. Khmiri, B. Samet, M. Chaabouni. A cross mixture design to optimise the formulation of a ground waste glass blended cement. Construction and Building Materials, v. 28, p. 680-686, 2012.
- [34] A. M. Matos, J. Sousa-Coutinho. Durability of mortar using waste glass powder as cement replacement. Construction and Building Materials, v. 36, p. 205-215, 2012.
- [35] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5733 Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [36] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7214 Areia normal para ensaio de cimento. Rio de Janeiro, 1982.
- [37] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7215
   Cimento Portland Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1997.
- [38] M. Akerman. Natureza, Estrutura e Propriedades do Vidro. Publicação técnica. Centro técnico de elaboração do vidro. Saint-Gobain, Vidros-Brasil, 2000.
- [39] M. P. Lúxan; F. Madruga; J. Saavedra. Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement. Cement and Concrete Research. v. 19, p. 63-68, 1989.
- [40] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5752 Materiais pozolânicos – Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. Rio de Janeiro, 1992.
- [41] \_\_\_\_\_\_. NBR 12653 Materiais Pozolânicos Especificação. Rio de Janeiro, 1992.

- [42] \_\_\_\_\_. NBR 13276 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005.
- [43] \_\_\_\_\_. NBR 13278 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.
- [44] \_\_\_\_\_\_. NBR 15630 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2008.
- [45] \_\_\_\_\_\_. NBR 5739 Concreto Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [46] Statsoft, Inc. Programa computacional Statistica 7.0. E.A.U, 2004.
- [47] A. S. Sauer. Estudo do potencial de aplicação do resíduo de vidro laminado em argamassas de recuperação estrutural. Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

## Heat treatment of processing sludge of ornamental rocks: application as pozzolan in cement matrices

**Tratamento térmico da lama do beneficiamento de rochas ornamentais: aplicação como pozolana em matrizes cimentícias** 



J. E. S. L. TEIXEIRA a jamilla.teixeira@ufes.br

E. NUNES <sup>b</sup> evaristoufes@uol.com.br

#### Abstract

The sector of ornamental rocks produces significant volume of waste during the sawing of the blocks and demand to find ways to recycle, given its environmental impact. Considering the possibilities of use of industrial by-products as mineral admixtures, aiming at sustainable development in the construction industry, this paper aims to study the performance of the processing sludge of ornamental rocks and grinding after heat treatment, based on their potential application as partial substitute for cement. The residue was characterized, cast and milled to produce glassy material. Was analyzed the mechanical performance and pozzolanic activity with partial replacement of cement by waste in natural condition and after heat treatment in mortars for comparison. The results were promising, so it was possible to verify that after heat treatment, the treated waste is presented as a material with pozzolanic characteristics.

Keywords: heat treatment, pozzolanicity, sludge, waste, ornamental rocks.

#### Resumo

O setor de rochas ornamentais produz volume significativo de resíduo durante a serragem dos blocos e demanda encontrar formas de reciclagem, dado seu impacto ambiental. Considerando as possibilidades de utilização de subprodutos industriais como adições minerais, visando o desenvolvimento sustentável na construção civil, este artigo tem por objetivo estudar o desempenho da lama do beneficiamento de rochas ornamentais após tratamento térmico e moagem, baseando-se no seu potencial de aplicação como substituto parcial do cimento. O resíduo foi caracterizado, fundido e moído para produção de material vítreo. Analisou-se o desempenho mecânico e a atividade pozolânica com substituição parcial do cimento pelo resíduo na condição natural e após tratamento térmico em argamassas para comparação. Os resultados foram promissores, tendo sido possível verificar que após tratamento térmico, o resíduo tratado se apresentou como um material com características de pozolanicidade.

Palavras-chave: tratamento térmico, pozolanicidade, lama, resíduos, rochas ornamentais.

Received: 05 Jun 2014 • Accepted: 19 Dec 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

University Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Vitória – ES, Brasil;
 Universidade Federal do Espírito Santo, Centro de Ciências Exatas, Programa de Pós-Graduação em Física, Vitória – ES, Brasil.

#### 1. Introdução

O desenvolvimento sustentável tem sido uma preocupação mundial e, dentro deste contexto, há uma busca coletiva pela melhoria de processos e produtos, visando à otimização do uso de recursos naturais. Como a construção civil é um dos ramos industriais que mais demanda destes recursos para produção de seus materiais de construção e das edificações de forma geral [1], vem buscando aprimorar-se para minimizar seus impactos no planeta fazendo uso tanto de técnicas de planejamento e gestão, o que evita os retrabalhos e desperdícios, como também de reaproveitamento de resíduos e reciclagem de produtos.

A incorporação de resíduos aos materiais de construção vem sendo indicada como uma estratégia para preservar matérias-primas naturais, economizar energia, reduzir a emissão de poluentes e, em alguns casos, eliminar os custos com aterros. São exemplos de materiais residuais já estabelecidos como pozolanas: a cinza volante, a sílica ativa e a cinza de casca de arroz [2].

Dentre os setores industriais com ampla geração de resíduos, destaca-se o setor de rochas ornamentais. É considerado uma das mais importantes áreas de negócios mínero-industrias, e o Brasil é um dos cinco principais países produtores de blocos e chapas de mármore e granito [3].

A etapa de beneficiamento dos blocos envolve o desdobramento em chapas e o tratamento das superfícies. A serragem ocorre por meio de teares de lâminas metálicas e polpa abrasiva (pó de rocha, granalha e cal) ou de teares de fios diamantados, com aspersão de água para evitar suspensão de pó [4,5]. Nesta etapa, aproximadamente 25% de cada um dos blocos serrados são convertidos em resíduo. O volume gerado no Brasil por ano é cerca de 1,8 milhão de toneladas [6], sen-

do denominado Lama do Beneficiamento de Rochas Ornamentais (LBRO), pó de rocha misturado com água, sendo separada para descarte conforme sua composição: resíduo com granalha, proveniente do corte em teares tradicionais, neste trabalho denominado LBRO G, e resíduo sem granalha proveniente do corte por fios diamantados e também dos rejeitos de polimento, o LBRO D.

Dados os custos para correta destinação e descarte deste resíduo e o impacto ambiental que pode ser causado pelo grande volume produzido, pesquisas são realizadas buscando o seu reaproveitamento na construção civil [5]. Em sua condição natural, tem umidade entre 20 e 30%, mas após um processo de secagem, tem amplo potencial de aplicação em materiais de construção dada a sua condição de pó fino. Resultados promissores foram identificados quando há inclusão do resíduo em matrizes cerâmicas [7-11], betuminosas [12-16] e cimentícias [17-28], com o objetivo de buscar elevação da durabilidade, redução no uso de agregados ou aglomerantes e principalmente melhorias no comportamento mecânico, baseando-se no desempenho físico que materiais inertes exercem quando em faixa granulométrica reduzida, atuando como elemento de preenchimento de poros e melhorando o empacotamento do sistema.

A partir da composição química do resíduo, é possível identificar também um elevado potencial para sua utilização na fabricação de vidros, devido à significativa presença de óxido formador de rede vítrea (SiO<sub>2</sub>) e de outros óxidos componentes (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, K<sub>2</sub>O, Na<sub>2</sub>O e MgO). Pesquisas apontam a viabilidade técnica da produção de vidro sodo-cálcico [29] e de vidro borossilicato [30] a partir da aplicação de tratamento térmico, após a devida complementação da composição química. Além disso, sabe-se que resíduos de vidro tem potencial aplicação como pozolana, dada sua característica reativa quando finamente moídos [31-34].

labela 1 - Composição química e propriedades físic	as dos residuos e do cimento Portland
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	

Propriedades químicas	LBRO G (1)	LBRO D (1)	CP V ARI (2)
SiO <sub>2</sub> (%)	63,75	66,80	18,65
CaO (%)	3,72	3,44	63,72
MgO (%)	0,31	0,93	0,75
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	14,55	13,50	4,91
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	7,57	3,79	2,97
K <sub>2</sub> O (%)	5,01	3,83	0,80
Na <sub>2</sub> O (%)	3,58	3,50	_
C (%)	0,39	1,11	-
Perda ao fogo (%)	0,69	3,50	3,84
Propriedades físicas	LBRO G	LBRO D	CP V ARI
Massa específica (g/cm³)	2,4804	2,5253	2,823
Superfície específica Blaine (cm²/g)	7277,8	6179,3	4459,0
Material retido na peneira nº 200 (%)	8,56	3,08	0,10

Notes

(1) A composição química do resíduo de vidro foi determinada por meio da técnica de fluorescência de raios-X (FRX) utilizando o equipamento EDX 720 da marca Shimadzu.

(2) Os dados de composição química do cimento CPV ARI foram cedidos pela empresa fabricante, correspondente ao lote do cimento utilizado.



Figura 1 – Micrografias com ampliação de 1000 vezes do (a) LBRO G e (b) LBRO D



Mesmo diante das possibilidades de utilização de LBRO já identificadas, considerando o grande volume de resíduo gerado e ainda não consumido, esta pesquisa busca aproveitar o potencial vítreo do LBRO para desenvolver uma pozolana, visando os benefícios deste tipo de adição em materiais cimentícios como uma economia de aglomerantes e a melhoria das propriedades mecânicas. Além disso, este trabalho fundamenta-se em que as instituições científicas devem trabalhar na vanguarda e em assuntos desafiantes, esperando a longo prazo que se alcance um equilíbro no tripé econômico, ambiental e social, concernente ao desenvolvimento sustentável.

#### Materiais e métodos 2.

O programa experimental foi dividido em duas etapas: tratamentos térmicos no resíduo e aplicação em argamassas. A partir de um estudo inicial das características do LBRO G e LBRO D, foram aplicados quatro tipos de tratamentos térmicos e identificadas as características resultantes, visando aplicar o material tratado termicamente como pozolana.

Então, a partir da escolha de um destes tratamentos pesquisados, os resíduos foram fundidos em maiores quantidades e utilizados como substituto do cimento em argamassas, podendo avaliar, assim, a influência dos diferentes percentuais nas propriedades mecânicas resultantes.

#### 2.1 Materiais

Para fabricação das argamassas foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial - CP V ARI conforme a norma NBR 5733 - Cimento Portland de alta resistência inicial [35], considerando o seu menor teor de adições diante daqueles disponíveis no mercado, buscando evitar efeitos combinados. O agregado miúdo foi a areia normal brasileira, que é material quartzoso natural, beneficiado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) conforme os requisitos estabelecidos na NBR 7214 - Areia normal para ensaio de cimento [36]. A utilização deu-se conforme as dimensões padronizadas em quatro faixas granulométricas, sendo 1,20, 0,60, 0,30 e 0,15 mm, métrica de acordo com o padrão adotado na NBR 7215 - Cimento Portland: determinação da resistência à compressão [37].

Os resíduos utilizados nesta pesquisa, LBRO G e LBRO D, são provenientes de uma serraria localizada no Estado do Espírito Santo, Brasil. Esta empresa desdobra em chapas, blocos de mármore, granito e outras rochas, provenientes de diversos estados brasileiros. Os resíduos passaram por secagem, destorroamento e homogeneização, para em seguida serem caracterizados. As propriedades físicas e a composição química destes materiais e do cimento estão apresentadas na Tabela 1.

Pode-se observar em ambos os resíduos, a predominância de dióxido de silício (SiO<sub>2</sub>) e óxido de alumínio (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), sendo, portanto, caracterizados como sílico-aluminosos, com a soma dos percentuais de SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> superior a 50% para ambos. O índice de atividade pozolânica com o cimento demonstra que estes materiais



Tabela 2 – Tratamentos aplicados aos resíduos						
Identificação	Descrição	Temperatura	Resfriamento	Forno	Observações	
TTO	Sem tratamento térmico	100°C	-	Estufa	Secagem e destorroamento	
TTI	Tratamento térmico I	1200°C	Lento	Mufla	-	
TTII	Tratamento térmico II	1300°C	Rápido	Tubular	Adição de CaO	
ттш	Tratamento térmico III	1400°C	Rápido	Tubular	Uso de tinta refratária no cadinho	
TTIV	Tratamento térmico IV	1500°C	Rápido	Tubular	_	

não tem atividade reativa na matriz cimentícia, mas podem ser utilizados como adição mineral inerte, dada a sua finura superior à do cimento, o que pode promover o efeito fíler. As micrografias dos resíduos na Figura 1 apresentam os fragmentos de granalha de aço na amostra de LBRO G e demonstram que, de fato, o LBRO G possui grãos menores que o LBRO D, o que pode ser justificado pela recirculação da lama nos teares tradicionais para o corte de vários blocos, até que perca sua capacidade abrasiva.

As fases morfológicas presentes nos resíduos estão demonstradas nos difratogramas de raios X da Figura 2 onde é possível identificar picos bem definidos, relativos principalmente à sílica (quartzo), característica típica de compostos cristalinos quimicamente estáveis e, portanto com baixa possibilidade de atividade reativa. Quanto ao comportamento dos resíduos sob a influência de altas temperaturas, foi realizada uma simulação de aquecimento com base na composição química utilizando o software ThermoCalc®. Conforme esta simulação, a provável temperatura de fusão com a formação completa de escória (massa fundida), para o LBRO G é de aproximadamente 1125°C e para o LBRO D 1090°C. E, para avaliar a viscosidade no processo de aquecimento, também foi realizada uma simulação computacional com base na composição química dos materiais através do software Slag Viscosity Model da empresa Magnesita©, o que indicou alta viscosidade mesmo em elevadas temperaturas, sendo da ordem de grandeza de 10<sup>4</sup> Poise (P) para uma temperatura de 1450°C, dificultando sua conformação e impedindo que atinja fluidez para que a massa fundida seja vertida, visto que os vidros enquanto em fusão apresentam aproximadamente uma viscosidade de cerca de 100 P [38].

#### 2.2 Métodos

#### 2.2.1 Parte 1

Os métodos de aplicação do tratamento térmico (TT) objetivaram identificar a temperatura e condição ideal para produzir material vítreo a partir dos resíduos LBRO G e LBRO D, gerando composto amorfo, com possibilidade de aplicação como pozolana. Esta parte consistiu em execução e avaliação dos tratamentos térmicos.

#### Tabela 3 – Traços das argamassas produzidas (quantidades em massa)

Identificação	Cimento	LBRO	Areia	Áqua	Observações
AREF	1,00	0,00	3,00	0,50	Sem resíduo
ALG 5	0,95	0,04	3,00	0,50	LBRO G - TTO
ALG 15	0,85	0,13	3,00	0,50	LBRO G - TTO
ALD 5	0,95	0,04	3,00	0,50	LBRO D - TTO
ALD 15	0,85	0,13	3,00	0,50	LBRO D – TTO
ALGf 5	0,95	0,04	3,00	0,50	LBRO Gf - TTselecionado
ALGf 10	0,90	0,08	3,00	0,50	LBRO Gf - TTselecionado
ALGf 15	0,85	0,12	3,00	0,50	LBRO Gf - TTselecionado
ALGf 20	0,80	0,16	3,00	0,50	LBRO Gf - TTselecionado
ALDf 5	0,95	0,04	3,00	0,50	LBRO Df - TTselecionado
ALDf 10	0,90	0,08	3,00	0,50	LBRO Df - TTselecionado
ALDf 15	0,85	0,12	3,00	0,50	LBRO Df - TTselecionado
ALDf 20	0,80	0,16	3,00	0,50	LBRO Df - TTselecionado

Além da condição de secagem e destorroamento (TT0), foram executados 4 tratamentos, com temperaturas variando de 1200°C a 1500°C, conforme a Tabela 2.

O tratamento em forno mufla, tipo câmara, foi realizado aquecendo a amostra a uma taxa de 10°C/min até a temperatura definida, sendo mantida em patamar por 2 horas e resfriando lentamente após este período conforme a inércia do forno.

Os tratamentos realizados em forno tipo tubular ocorreram com o aquecimento prévio do forno conforme a temperatura do TT, com a inserção das amostras, que eram aquecidas rapidamente e mantidas a temperatura padrão por duas horas e com o resfriamento onde o cadinho de grafite foi removido do forno com a utilização do aparato de segurança necessário e mergulhado em água à temperatura ambiente.

Sabe-se que o resfriamento brusco é o ideal para produção de vidros [38], no entanto, dada a alta viscosidade da escória produzida na fusão não foi possível vertê-la, dificultando o processo de resfriamento.

Os materiais vítreos resultantes dos tratamentos térmicos passaram pelo processo de moagem, utilizando um moinho de argolas, e peneiramento na peneira 75µm (nº 200). E foram avaliados conforme três aspectos: produção, mineralogia e pozolanicidade, através do método de Lúxan [39] que é um teste rápido com amostra de 5,0 g do material que avalia a atividade pozolânica pela variação da condutividade de uma solução saturada de Ca(OH)<sub>2</sub>. A partir de então, o TT com os melhores resultados foi selecionado para produção em maior quantidade e aplicação nas argamassas. Foram denominados LBRO Gf e LBRO Df, sendo caracterizados quanto às suas propriedades físicas, composição química e atividade pozolânica [40], conforme os requisitos estabelecidos na NBR 12653 – Materiais pozolânicos: especificação [41] .

#### 2.2.2 Parte 2

Foram produzidas argamassas com proporção de 1:3:0,5 em massa (aglomerante:areia:água). O teor de aglomerante variou com a utilização dos resíduos em substituição ao cimento. Para verificar se, de fato, após tratamento térmico, os resíduos possuem desempenho comparável a pozolanas, foram adotados teores de substituição de 5, 10, 15 e 20% de cimento por cada resíduo tratado (ALGf e ALDf) e também traços de argamassa com substituição por resíduo sem tratamento térmico (ALG, ALD) com teores de 5 e 15%, além de uma argamassa de referência (AREF) para comparação. A dosagem das argamassas foi estabelecida em massa com a devida compensação de volumes para substituição do cimento por resíduos de acordo com a relação entre as massas específicas. Os traços estão apresentados na Tabela 3.

As argamassas foram produzidas conforme os procedimentos definidos na NBR 7215 [37] e foram verificadas as suas características no estado fresco, sendo feitos os ensaios para determinação do índice de consistência pelo espalhamento do tronco de cone na mesa, realizado conforme a NBR 13276 [42] e para verificação da massa específica das argamassas de acordo com a NBR 13278 [43]. Para os ensaios no estado endurecido fez-se necessário moldar corpos de prova cilíndricos de 50 x 100 mm e para isso foi adotada o método descrito na NBR 7215 [37].

Na sequência, os corpos de prova foram mantidos dentro das fôrmas em câmara úmida e desmoldados após 24 horas, então, foram identificados e submetidos à cura imersa em água saturada com cal até a data definida para a realização dos ensaios no estado endurecido. Esta avaliação deu-se nas idades de 28, 63 e 91 dias e para isto foram moldados ao todo 234 corpos de prova, sendo 18 para cada traço e para cada idade. Nestas datas, os corpos de prova eram retificados para verificação do módulo de elasticidade e da resistência à compressão axial. A determinação do módulo de elasticidade dinâmico foi feita aos 28, 63 e 91 dias, através de medidor de velocidade de pulso ultrassônico, modelo Pundit Lab da Proceq, de acordo com a NBR 15630 [44] e a resistência à compressão axial nas mesmas idades, em conformidade com a NBR 5739 [45].

Para verificar a influência dos elementos presentes na microestrutura da matriz cimentícia sobre os resultados de desempenho mecânico das argamassas foi realizada uma análise microestrutural através da microscopia eletrônica de varredura (MEV).

#### 2.3 Análise estatística

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nas argamassas no estado endurecido foram submetidos a uma análise estatística para verificação da variância, com o objetivo de comparar a in-

Tratamento rmico da amostra	Leitura Inicial (mS/cm)	Leitura Final (mS/cm)	Condutividade (mS/cm)	Classificação quanto à pozolanicidade
TTO	4,86	4,84	0,02	Não pozolânico
ΠΙ	4,89	4,45	0,44	Pozolanicidade Variável
TTII	4,88	4,63	0,25	Não pozolânico
TTIII	4,87	4,65	0,22	Não pozolânico
TTIV	4,85	4,12	0,73	Pozolanicidade Variável
TTO	4,86	4,83	0,03	Não pozolânico
TTI	4,88	4,60	0,28	Não pozolânico
ΠIV	4,89	4,59	0,30	Não pozolânico
	Tratamento rmico da amostra TT0 TTI TTII TTII TTII TTIV TT0 TT0 TTI TTIV	Tratamento         Leitura Inicial (mS/cm)           TTO         4,86           TTI         4,89           TTI         4,88           TTII         4,87           TTIV         4,85           TTIO         4,86           TTII         4,87           TTIV         4,85           TTO         4,86           TTIV         4,88           TTI         4,88           TTI         4,88           TTIV         4,88           TTI         4,88	Tratamento rmico da amostra TTO         Leitura Inicial (mS/cm)         Leitura Final (mS/cm)           TTO         4,86         4,84           TTI         4,89         4,45           TTI         4,88         4,63           TTII         4,87         4,65           TTIV         4,85         4,12           TTO         4,86         4,83           TTIV         4,86         4,83           TTI         4,88         4,60           TTI         4,88         4,60           TTIV         4,89         4,59	Tratamento rmico da amostra (mS/cm)         Leitura Inicial (mS/cm)         Condutividade (mS/cm)           TTO         4,86         4,84         0,02           TTI         4,89         4,45         0,44           TTI         4,88         4,63         0,25           TTII         4,87         4,65         0,22           TTIV         4,85         4,12         0,73           TTO         4,86         4,83         0,03           TTIV         4,86         4,60         0,28           TTI         4,89         4,69         0,30

#### Tabela 4 – Resultados referentes ao ensaio de pozolanicidade pelo método de Lúxan

idbeid 5 - Composiçõ	ao quimica e propried	dades lísicas dos residuos ap	
Composição química	LBRO Gf	LBRO Df	Limites (1)
SiO <sub>2</sub> (%)	62,88	64,61	Soma ≥ 50.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	24,85	22,10	Soma ≥ 50.0
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4,65	1,48	Soma ≥ 50.0
CaO (%)	2,82	2,57	N.E. (2)
MgO (%)	0,00	1,52	N.E.
K <sub>2</sub> O (%)	4,10	2,90	N.E.
Na <sub>2</sub> O (%)	0,00	3,37	≤ 1,5
Perda ao fogo (%)	0,20	1,20	≤ 6,0
Propriedades físicas	LBRO Gf	LBRO Df	Limites (1)
Massa específica (g/cm³)	2,301	2,196	N.E.
Superfície específica Blaine (cm²/g)	4482,9	4266,8	N.E.
Material retido na peneira nº 200 (%)	0,0	0,0	N.E.
Material retido na peneira nº 325 (%)	9,5	5,0	≤ 34
Notes			

(1) Limites estabelecidos para a Classe E de pozolanas descritos na NBR 12653 (41);

(2) N.S. - N.E. - Não especificado.

fluência de cada um dos fatores controláveis (tratamento térmico, tipo de resíduo, teor de substituição e idade) sobre as variáveis de resposta (módulo de elasticidade e resistência à compressão). Foi utilizada a técnica de análise de variância (ANOVA), considerando um nível de confiança de 95%, através do programa computacional Statistica 7.0 [46].

#### Resultados e discussões 3.

#### 3.1 Parte 1: Avaliação dos tratamentos térmicos aplicados

Quanto ao aspecto de produção, o TTI foi aquele que ofereceu as melhores condições, visto que, oferece risco mínimo ao operador e capacidade de produção de grande quantidade de material, apesar de necessitar de alta demanda de energia para aquecer todo o volume interno do forno.

Os tratamentos realizados no forno tubular (TTII, TTIII e TTIV) oferecem alto risco operacional e limitação quanto ao volume produzido, tem baixa demanda de energia para aquecimento, mas há uma impossibilidade de verter a massa fundida e ainda uma dificuldade para obter recipiente adequado.

No TTII, a adição de CaO não foi eficaz para redução da viscosidade, mas o amostra ficou porosa, facilitando a remoção forçada. No TTIII, o uso da tinta refratária auxiliou ligeiramente na remoção da amostra após resfriada, mas interagiu com o material nas bordas. E o TTIV apresentou uma difícil remoção do material fundido após resfriamento.

Quanto à mineralogia das amostras produzidas a partir dos tra-

tamentos térmicos aplicados, pode-se afirmar que em todos os casos houve uma tendência de desorganização da rede cristalina com o aparecimento de halo amorfo, mesmo com a ocorrência dos picos cristalinos relativos ao SiO<sub>2</sub> na forma de quartzo, visto que esta fase é estável e sua temperatura de fusão é maior do que as temperaturas dos tratamentos aplicados.

Quanto à pozolanicidade das amostras produzidas, os resultados da análise pelo método de Lúxan estão apresentados na Tabela 4. Foram classificadas com pozolanicidade variável, as amostras de LBRO D relativas ao tratamento térmico TTI, realizado no forno mufla até 1200°C com resfriamento lento e ao tratamento térmico TTIV, realizado no forno tubular com temperatura de 1500°C.

Era esperado que as amostras com temperaturas de fusão mais altas e maior velocidade de resfriamento obtivessem maiores variações de condutividade causada pela maior reatividade do material, conforme ocorrido com a amostra de LBRO D do TTIV. Entretanto, a amostra do TTI também alcançou o índice para ser classificada como pozolana, indicando que com uma temperatura de 1200°C e mesmo com o resfriamento lento é possível obter uma pozolana a partir da LBRO.

Esta reatividade pode estar atrelada à alta viscosidade do material durante o aquecimento, fazendo com que, após a desorganização do arranjo atômico haja a dificuldade de reorganização, gerando, assim, material com halo amorfo mesmo sem resfriamento brusco. Diante dos critérios utilizados para avaliação dos tratamentos térmicos, julgou-se a utilização do TTI como mais adequada. Apresentou o menor risco de produção com possibilidade de produzir maior quantidade, sendo que as amostras indicaram uma desorganização da rede cristalina, com aparecimento de halo amorfo.



E dentre os tratamentos com indicação de pozolanicidade é o de menor temperatura limite.

#### 3.2 Caracterização dos resíduos após TTselecionado

As propriedades físicas e químicas dos resíduos após o tratamento térmico selecionado (TTI), denominados LBRO Gf e LBRO Df estão apresentadas na Tabela 5.

Os dados apresentados mostram que depois do processo de fusão e moagem, os resíduos apresentaram características similares, sendo que o resíduo LBRO Gf possui massa específica ligeiramente maior, possivelmente devido à presença de vestígios da granalha de aço, mais densa que o restante do material. Mesmo com o tamanho das partículas semelhante ao do cimento, os resíduos LBRO Gf e LBRO Df apresentam superfície específica maior, o que pode ser atribuído a angulosidade dos grãos, característica de materiais vítreos, corroborando com os resultados apresentados por diversos autores que pesquisaram a utilização de resíduo de vidro [43-45].

Após a fusão, os resíduos mantém-se predominantemente sílicoaluminosos, com um teor de SiO<sub>2</sub>,  $AI_2O_3$  e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, apresentando um valor maior que 50% como estabelecido nos requisitos da NBR 12653 [38] para materiais pozolânicos, classe E.

As principais fases mineralógicas presentes no material verificadas a partir dos difratogramas de raios X dos resíduos após tratamento térmico estão apresentados na Figura 3.

Pode-se observar uma redução e alargamento nos picos cristalinos, o que indica uma tendência de desorganização da rede, característica marcante nos vidros, o que favorece a ação pozolânica do material, mesmo identificando ainda a presença da sílica em sua fase quartzo (SiO<sub>2</sub>), que apesar do aquecimento, não atingiu por completo sua temperatura de fusão que é cerca de 1700°C.

Para verificar a capacidade dos resíduos tratados de possuírem a ação pozolânica na matriz cimentícia, eles foram avaliados quanto ao seu Índice de Atividade Pozolânica com o cimento (IAP-cim) [40]. A NBR 12653 [41] estabelece que o valor mínimo do IAP-cim para que o material seja considerado pozolânico é de 75% e água requerida máxima de 110%. O IAP-cim do LBRO Gf foi de 94,7% e o do LBRO Df foi de 97,3%, podendo-se afirmar que ambos os resíduos possuem atividade pozolânica comprovada com o cimento. Diante dos requisitos químicos e físicos, após o tratamento térmico os materiais podem ser classificados como pozolana classe E.

#### 3.3 Parte 2: Argamassas produzidas

#### 3.3.1 Estado fresco

A relação a/c foi mantida constante, as adições foram usadas em substituição ao cimento e a quantidade de água foi padrão em todas as argamassas preparadas. O Índice de Consistência (IC) variou de 211,5 mm na AREF a 226,0 mm nas ALDf 5, 10 e 15. A máxima variação foi de 6,9 % em relação à AREF. Verificou-se



#### IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2



que o IC está dentro do intervalo inerente ao da variabilidade do tipo de ensaio, não sendo possível afirmar que tais resultados são efetivamente diferentes.

Quanto à massa específica das argamassas no estado fresco, observou-se que houve uma redução com o aumento do teor de substituição, o que se justifica pela menor massa específica dos resíduos quando comparadas ao cimento.

#### 3.3.2 Estado endurecido

Quanto à resistência à compressão axial, como pode ser visualizado no gráfico da Figura 4, analisando em termos de valores absolutos, as argamassas com substituição de cimento por resíduo obtiveram resultados inferiores aos da AREF. As ALGf e ALDf apresentaram valores de resistência mais próximos à AREF. Verificou-se, analisando somente a idade de 91 dias, que os equivalentes percentuais em relação à AREF variaram de 74,4 % a 95,7 %, sendo que as argamassa com valores mais próximos a AREF foram ALG 5, ALGf 5 e ALGf 10. Isto pode ser explicado pelo efeito fíler com o baixo percentual de substituição na ALG 5, e nas ALGfs pode-se atribuir o desempenho à atividade pozolânica com o cimento dos resíduos que receberam tratamento térmico. Ainda que não se possa comprovar neste trabalho, espera-se uma tendência de aumento de resistência à compressão axial nas argamassas que utilizaram resíduos com tratamento térmico, de tal forma que se seja possível alcançar resistências muito próximas ou iguais às da AREF, principalmente com menores teores de substituição, considerando o efeito tardio das reações pozolânicas, consequência da produção de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) nestas fases [1].

A análise de variância destes resultados deu-se separadamente, para o conjunto de dados obtidos nas argamassas que utilizaram o resíduo sem tratamento térmico e nas argamassas que foram preparadas com o uso dos resíduos após o tratamento térmico e moagem. Para as argamassas produzidas com os resíduos sem tratamento térmico, pode-se afirmar que o tipo de resíduo (LBRO G ou LBRO D) não foi uma variável significativa nos resultados da resistência à compressão axial, considerando um intervalo de confiança de 95% e um nível de significância de 5%. Idade e teor de substituição são significativos bem como a interação entre eles, como esperado.

Para as argamassas produzidas com os resíduos que foram tratados termicamente, o LBRO Gf e LBRO Df, os resultados de resistência à compressão estão de acordo com as conclusões de diferentes autores que trataram de adições em matrizes cimentícias, sabendo que têm caraterísticas similares aos vidros. Pesquisadores identificaram que argamassas com utilização de resíduo de vidro finamente moído obtiveram resistência inferior a da argamassa referência, mas com resultado satisfatório, principalmente em idades posteriores, associado à ação pozolânica do material [33-34,47].

A análise de variância deste grupo de argamassas realizada em um intervalo de confiança de 95% e um nível de significância de 5% indica que todos os fatores controláveis (tipo de resíduo, teor de substituição e idade) interferem de forma significativa na resistência à compressão independentemente. A interação entre eles só foi significativa quando entre o tipo de resíduo e o percentual de substitui-





Figura 7 - Módulo de elasticidade dinâmico médio das argamassas aos 28, 63 e 91 dias

ção e o percentual e a idade, o que se diferenciou da ocorrência de significância no caso das argamassas com resíduo sem tratamento térmico. O comportamento semelhante ao da argamassa de referência neste grupo pode ser observado na Figura 5.



Foi executada também a análise de variância dos resultados de resistência à compressão das argamassas ALG, ALD e ALGf e ALDf com os percentuais de substituição de 5 e 15%, para avaliar a influência da realização do tratamento térmico nos resíduos sobre os resultados de resistência. Esta avaliação deu-se com a inclusão da fonte de variação que determina se houve ou não tratamento térmico no resíduo. É possível confirmar que o fato do resíduo ter sido ou não tratado termicamente é uma questão significativa nos resultados da resistência à compressão axial das argamassas, assim como as demais variáveis individualmente.

No que se refere à diferença entre o comportamento do resíduo com e sem tratamento térmico, ou seja, pozolânico e não pozolânico, esta pesquisa identificou que para teores mais elevados há uma redução da resistência, quando se utiliza material não pozolânico, sendo que o material pozolânico mantém os resultados mais próximos ao da argamassa de referência, conforme pode ser observado no gráfico da Figura 6.

Quanto ao módulo de elasticidade, em termos de valores absolutos, como pode ser observado na Figura 7, os resultados das argamassas com substituição são inferiores aos de AREF, assim como na resistência à compressão. As ALGf e ALDf apresentaram valores de módulo de elasticidade mais próximos à AREF. Na idade de 91 dias, verifica-se que os equivalentes percentuais em relação à AREF variaram de 87,7% a 99,6%, sendo que as argamassa com valores mais próximos a AREF foram ALGf 5, ALGf 10 e ALDf 10.. Este comportamento pode estar relacionado à maior densidade nas matrizes das argamassas com os resíduos após fusão, pela atividade pozolânica destes materiais.

A análise de variância deu-se conforme para resistência à compressão, inicialmente em dois grupos (argamassas produzidas com resíduos na condição TTO e após o tratamento TTI) e depois de forma conjunta para os teores de 5% e 15%.

Os resultados da análise foram similares aos da resistência à compressão, onde o tipo de resíduo não foi significativo para as argamassas com resíduo sem tratamento térmico, mas foi quando nos outros casos. O avanço da idade aumentou o módulo de elas-



ticidade em todas as verificações e o aumento do teor de substituição diminuiu o valor do módulo, em geral. Na análise conjunta dos resultados pode-se confirmar que a realização do tratamento térmico nos resíduos exerce uma influência significativa nos resultados do módulo de elasticidade das argamassas. O gráfico da Figura 8 demonstra que os resíduos com tratamento térmico geraram resultados superiores para o módulo, com uma redução menos acentuada com o aumento do teor de substituição.

Nas imagens da argamassa ALD 15, que possuiu o menor desempenho mecânico das argamassas avaliadas, foi possível observar a presença de poros, com formações cristalinas tardias de aluminatos de cálcio hidratado aos 91 dias conforme observado na Figura 9.

A argamassa com 5% de substituição de cimento por LBRO Gf obteve desempenho mecânico similar ao da argamassa de referência. Observa-se na Figura 10, que aos 91 dias há formação de pilhas de placas de portlandita e cristais de C-S-H. Estes cristais preenchem os poros antes ocupados por água durante a hidratação do cimento, refinando a matriz e tornando a argamassa menos permeável, comportamento típico do efeito pozolânico.



91 dias - ampliação 600x

91 dias - ampliação 7.000x

#### 4. Conclusões

- A lama do beneficiamento de rochas ornamentais (LBRO), com granalha e sem granalha, é um material sílico-aluminoso com amplo potencial de utilização em materiais de construção.
- A aplicação de tratamento térmico ao LBRO pode produzir uma pozolana, sendo que para melhores resultados é preciso desenvolver novas pesquisas, buscando técnicas adequadas para resfriamento brusco, que resultem em material predominantemente amorfo.
- A LBRO pode atuar como fíler em matrizes cimentícias, substituindo o cimento e mantendo a resistência à compressão próxima aos valores de referência quando em baixos teores de substituição (5%), e para esta condição, não há diferença significativa entre a atuação do resíduo com granalha ou sem granalha.
- A partir da realização de tratamento térmico e moagem na LBRO, este material pode ser utilizado em matrizes cimentícias como substituto do cimento, alcançando de maneira geral maiores valores de resistências à compressão axial e módulo de elasticidade do que os alcançados com resíduos não tratados termicamente.
- A produção de material pozolânico a partir de resíduos de rochas ornamentais pode ser estabelecida como uma alternativa de reciclagem destes resíduos, e para isso faz-se necessário estruturar meios de otimizar os meios de produção, considerando que esta pesquisa foi desenvolvida com objetivo de verificar a viabilidade técnica do produto e demanda-se uma análise de sustentabilidade do material.
- Portanto, pode-se considerar promissora a aplicação do resíduo do beneficiamento de rochas ornamentais como substituto parcial do cimento, atuando como pozolana, quando utilizado após tratamento térmico e moagem.

#### 5. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES pelo apoio financeiro, às equipes dos laboratórios LEMAC, LMC/LPT, LCSM, LabPetro todos da UFES pelo suporte técnico e às empresas Vitoria Stone, Holcim e Vale pela participação na pesquisa.

#### 6. Referências bibliográficas

- [01] P. K. Mehta and P. J. M. Monteiro. Concreto: microestrutural, propriedades e materiais, 3 ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, p. 674, 2008.
- [02] V.M. John. Reciclagem de resíduos na construção civil: Contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 113p. Tese (Livre Docência)- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2000.
- [03] Brasil. Ministério de Minas e Energia. Relatório Técnico 33: Rochas Ornamentais e de Revestimento. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral. Brasília, 2009.
- [04] J. L. Calmon. Resíduos industriais e agrícolas. In: Isaia, Geraldo Cechella. (Org.). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 1 ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, v. 2, p. 1590-1627, 2007

- [05] J. L. Calmon, S. A. C. Silva. Mármore e granito no Espírito Santo: problemas ambientais e soluções. In: Domingues, A. F.; Boson, P. H. G.; Alípaz, S. (Org.). A gestão dos recursos hídricos e a mineração. Brasília. Agência Nacional das Águas e Instituto Brasileiro de Mineração. Capítulo 5, p. 199-231, 2006.
- [06] C. F. Chiodi. Consumo interno, perfil de utilização e estrutura de comercialização das rochas ornamentais e de revestimento no Brasil. Publicação técnica. ABIROCHAS. Minas Gerais. 2004.
- [07] A. M. Segadães, M. A. Carvalho, W. Acchar. Using marble and granite rejects to enhance the processing of clay products. Applied Clay Science. v. 30, p. 42-52, 2005.
- [08] W. Acchar, F. A. Vieira, D. Hotza. Effect of marble and granite sludge in clay materials. Materials Science Engineering. v. 319, p. 306-309, 2006.
- [09] P. Torres, H. R. Fernandes, S. Olhero, J. M. F. Ferreira. Incorporation of wastes from granite rock cutting and polishing industries to produce roof tiles. Journal of the European Ceramic Society. v. 29, p. 23-30, 2008.
- [10] D. Eliche-Quesada, F. A. Corpas-Iglesias, L. Pérez-Villarejo, F. J Iglesias-Godino. Recycling of sawdust, spent earth from oil filtration, compost and marble residues for brick manufacturing. Construction and Building Materials. v. 34, p. 275-284, 2012.
- [11] N. Bilgin, H. A. Yeprem, S. Arslan, A. Bilgin, E. Günay, M. Marsboglu. Use of waste marble powder in brick industry. Construction and Building Materials. v. 29, p. 449-457, 2013.
- [12] M. Karasbahin, S. Terzi. Evaluation of marble waste dust in the mixture of asphaltic concrete. Construction and Building Materials. v. 21, p. 616-620, 2007.
- [13] C. Rubio, F. Moreno, A. Belmonte, A. Menéndez. Reuse of waste material from decorative quartz solid surfacing in the manufacture of hot bituminous mixes. Construction and Building Materials. v. 25, p. 2465-2471, 2010.
- [14] H. Akbulut, C. Gürer, S. Cetin, A. Elmaci. Investigation of using granite sludge as filler in bituminous hot mixtures. Constructions and Building Materials. v. 36, p. 430-436, 2012.
- [15] F. Moreno, C. Rubio, M. J. M. Echevarria. Reuse of sludge from the decorative quartz industry in hot bituminous mixes. Constructions and Building Materials. v. 25, p. 2465-2471, 2011.
- [16] E. V. Gottardi, J. L. Calmon, J. E. S. L. Teixeira. O uso de resíduo de beneficiamento de rochas ornamentais e de escória de aciaria como fíler em misturas asfálticas. In: 42° Reunião Anual de Pavimentação, 2013, Gramado. Anais. Gramado: RAPv, 2013.
- [17] J. L. Calmon, F. A. Tristão, F. S. S. Lordêllo, S. A. C. Da Silva, F. V. Mattos. Reciclagem do resíduo de corte de granito para a produção de argamassas. In: Encontro Nacional de Edificações e Comunidades Sustentáveis. Anais. Canela. ANTAC. 1997.
- [18] J. L. Calmon, F. A. Tristão, F. S. S. Lordêllo, S. A. C. Da Silva, F. V. Mattos. Aproveitamento do resíduo de corte de granito para a produção de tijolos de solo-cimento. VII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Anais. Florianópolis. ANTAC. 1998.
- [19] J. Gonçalves, W. Moura, D. Dal Molin. Avaliação da influência da adição do resíduo de corte de granito (RCG), como

adição, em propriedades mecânicas do concreto. Ambiente Construído. v. 2, nº 1, p. 53-68, 2002.

- [20] L. A. Gobbo, I. S. C. Mello. Reciclagem dos resíduos finos da serragem de mármores e granitos pela indústria de cimento. Anais.
   1st International Congress of Dimension Stones. 6p, 2005.
- [21] J. L. Calmon,, M. Moratti,, S. Moraes, D. Cenci. Self-compacting concrete using marble and granite sawing wastes as filler. World Sustainable Building Conference, Tokyo, 2005.
- [22] W. A. Moura, J. L. Calmon, M. B. L. Lima, M. Moratti, R. F. Correia, D. O. Senna, M. C. Boaventura. Relatório final do projeto utilização de resíduo de serragem de rochas ornamentais (RSRO) na produção de peças pré-moldadas para habitação de interesse social. Relatório Final de Projeto. UFES. UEFS. 2007.
- [23] R. R. Menezes, J. Farias Filho, H. S. Ferreira, G. A. Neves, H. C. Ferreira. Reciclagem de resíduos da construção civil para a produção de argamasas. Cerâmica. v. 55, p. 263-270, 2009.
- [24] W. Y. Aruntas, M. Gürü, M. Dayi, I. Tekin. Utilization of waste marble dust as an additive in cement production. Materials and Design. v. 31, p. 4039-4042, 2010.
- [25] I. Mármol, P. Ballester, S. Cerro, G. Monrós, J. Morales, L. Sánchez. Use of granite sludge wastes for the production of coloured cement-based mortars. Cement & Concrete Composites. v. 32, p. 617-622, 2010.
- [26] L. F. Arrivabene. Adição de Resíduo da Indústria de Granito em Escória de Aciaria BOF visando sua utilização na Produção de Cimento. Tese (Doutorado em Metalurgia e Materiais) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Metalurgia, Universidade de São Paulo, 2012.
- [27] N. Jain. Effect of nonpozzolanic and pozzolanic mineral admixtures on the hydration behavior of ordinary Portland cement. Construction and Building Materials. v. 27, p. 39-44, 2012.
- [28] O. Gencel C. Ozel, F. Koksal, E. Erdogmus, G. Martínez-Barrera, W. Brostow. Properties of concrete paving blocks made with waste marble. Journal of Cleaner Production. v. 21, p. 62-70, 2012.
- [29] M. P. Babisk. Desenvolvimento de vidros sodo-cálcicos a partir de resíduos de rochas ornamentais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Ciência dos Materiais. Instituto Militar de Engenharia, 2009.
- [30] R. L. S. B. Marçal. Fabricação de vidros especiais a partir de resíduos da indústria de rochas ornamentais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Ciência dos Materiais. Instituto Militar de Engenharia, 2011.
- [31] K. Sobolev, P. Türker, S. Soboleva, G. Iscioglu. Utilization of waste glass in ECO-cement: Strength properties and microstructural observations. Waste Management, v. 27, p. 971-976, 2007.
- [32] L. A. Pereira-de-Oliveira, J. P. Castro-Gomes, P. M. S. Santos. The potential pozzolanic activity of glass and red-clay ceramic waste as cement mortars components. Construction and Building Materials, v. 31, p. 197-203, 2012.
- [33] A. Khmiri, B. Samet, M. Chaabouni. A cross mixture design to optimise the formulation of a ground waste glass blended cement. Construction and Building Materials, v. 28, p. 680-686, 2012.
- [34] A. M. Matos, J. Sousa-Coutinho. Durability of mortar using waste glass powder as cement replacement. Construction and Building Materials, v. 36, p. 205-215, 2012.

- [35] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5733 Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [36] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7214 Areia normal para ensaio de cimento. Rio de Janeiro, 1982.
- [37] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7215 – Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1997.
- [38] M. Akerman. Natureza, Estrutura e Propriedades do Vidro. Publicação técnica. Centro técnico de elaboração do vidro. Saint-Gobain, Vidros-Brasil, 2000.
- [39] M. P. Lúxan; F. Madruga; J. Saavedra. Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement. Cement and Concrete Research. v. 19, p. 63-68, 1989.
- [40] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 5752 Materiais pozolânicos – Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. Rio de Janeiro, 1992.
- [41] \_\_\_\_\_. NBR 12653 Materiais Pozolânicos Especificação. Rio de Janeiro, 1992.
- [42] \_\_\_\_\_. NBR 13276 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005.
- [43] \_\_\_\_\_\_. NBR 13278 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado. Rio de Janeiro, 2005.
- [44] \_\_\_\_\_\_. NBR 15630 Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2008.
- [45] \_\_\_\_\_. NBR 5739 Concreto Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [46] Statsoft, Inc. Programa computacional Statistica 7.0. E.A.U, 2004.
- [47] A. S. Sauer. Estudo do potencial de aplicação do resíduo de vidro laminado em argamassas de recuperação estrutural. Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2013.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Towards actual brazilian traffic load models for short span highway bridges

### Rumo a modelos de carga reais do tráfego brasileiro para pontes rodoviárias de pequenos vãos

C. E. ROSSIGALI a rossigali@gmail.com

M. S. PFEIL <sup>b</sup> mpfeil@coc.ufrj.br

R. C. BATTISTA ° battista@coc.ufrj.br

L. V. SAGRILO <sup>d</sup> sagrilo@coc.ufrj.br

#### Abstract

New live load models for highway bridge design in Brazil are under development by assembling real traffic database, traffic simulations, analyticalnumerical modeling of the dynamic interaction between vehicle and structure and statistical extrapolations. This paper presents and discusses the results obtained in the first stages of this work which includes the comparison between the static effects due to the actual traffic of heavy vehicles and those generated by the live load model given in the current national code NBR 7188. It is demonstrated that this live load model is not appropriate to represent the actual traffic effects and may be, in some cases, non-conservative. The present work deals with short span bridges for two lanes single carriageway under free flow traffic scenarios. The representative static effects in these bridges due to the actual traffic of heavy vehicles are obtained by extrapolating its probability density functions to a certain return period. To this purpose, a traffic database was constructed by gathering data from several weighing stations in Brazilian highways which was then applied to perform traffic simulations through a specially developed computational tool.

Keywords: highway bridges, live load models, heavy traffic database, traffic simulation.

#### Resumo

Novos modelos de cargas móveis para o projeto de pontes rodoviárias no Brasil estão em desenvolvimento com a montagem de um banco de dados de tráfego real, simulações de tráfego, modelagem analítico-numérica da interação dinâmica veículo-estrutura e extrapolações. Este artigo apresenta e discute os resultados obtidos nas primeiras etapas deste trabalho, incluindo a comparação entre os efeitos estáticos devido ao tráfego dos veículos comerciais reais e aqueles gerados pelo modelo de cargas da NBR 7188. Demonstra-se que este modelo de cargas não é adequado para representar as solicitações reais e pode estar, em alguns casos, contra a segurança. São consideradas pontes de pequenos vãos com pista simples e duas faixas de rolamento em cenários de tráfego livre. Os esforços estáticos representativos nessas pontes devido ao tráfego real dos veículos comerciais são obtidos extrapolando as suas funções densidade de probabilidade a um determinado período de retorno. Para tal, uma base de dados de trânsito foi construída através da coleta de dados em alguns postos de pesagem de rodovias federais brasileiras, os quais foram aplicados para executar simulações de tráfego através de uma ferramenta computacional especialmente desenvolvida para esta finalidade.

Palavras-chave: pontes rodoviárias, modelos de cargas móveis, base de dados de tráfego pesado, simulação de tráfego.

Received: 14 Nov 2014 • Accepted: 22 Jan 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

POLI - Department of Structures, Universidade Federal do Rio de Janeiro, rossigali@gmail.com, Av. Athos da Silveira Ramos, 149, CT - Bloco D, 2° andar, Cidade Universitária, Rio de Janeiro, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> COPPE - POLI, Universidade Federal do Rio de Janeiro, mpfeil@coc.ufrj.br, PO Box 68506 - CEP: 21941-972, Rio de Janeiro, Brasil;

Controllato Ltd. and COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, battista@coc.ufrj.br, Rua Fonseca Teles 129, CEP: 20940-200, Rio de Janeiro, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>d</sup> COPPE, Civil Engineering Program, Universidade Federal do Rio de Janeiro, sagrilo@coc.ufrj.br, PO Box 68506 - CEP: 21941-972, Rio de Janeiro, Brasil.

#### 1. Introduction

Highway bridges in Brazil are still designed according to the design code NBR 7188 [1], dated 1982, in which the live load model is composed of the 3-axles vehicle shown in Figure 1 plus a distributed load, multiplied by a dynamic amplification factor, function only of the span length. The configuration of this design loading follows the pattern of an older version of the NBR 7188, the NB-6 [2], dated 1960, which was based at that time on the current German design code DIN 1072 [3]. The load values have been increased over time, for example from 360 kN (NB-6) to the current heavier vehicle load equal to 450 kN. In spite of these load magnitude updates, the present live load model is not appropriate to represent the actual traffic effects on Brazilian bridges, as shown later herein. New live load models for bridge design in Brazil are being developed by the authors so as to reproduce extreme values of bridge effects due to actual traffic (including dynamic effects) with approximately the same reliability index among the typical structural systems and through the span length range. The following steps are being performed to reach this goal [4,5,6,7]:

- 1) Selection of typical bridge structural systems and corresponding critical sections where internal forces are to be considered in the analysis;
- 2) Real traffic measurements and statistics;
- 3) Traffic simulation and static analysis of bridge models selected in step 1;
- 4) Statistics of the selected internal forces (bending moments and shear forces in critical sections) and extrapolation to obtain the representative values of the static effects;
- 5) Calculation of the target values of the selected internal forces by multiplying the representative static effect by the corresponding dynamic amplification factor, the latter obtained through dynamic analysis of each structural system under the load configuration which yields the largest static effect;
- 6) Search, by optimization techniques, of new live load models to reproduce the target values;
- 7) Calibration of safety load factors through reliability analysis.

This paper describes steps 1 to 4 and presents the comparison between static effects caused by the actual traffic, on typical bridge systems, and those generated by the current Brazilian load model. To this point, single carriageway and two lanes bridges are considered, composed of two types of two-girder systems, with supported span lengths ranging from 10 m to 40 m and cantilever span lengths from 2.5 m to 10 m, totalizing 24 different structures. For these cases of short spans free traffic flow scenarios are determinant [8], as opposed to longer systems for which traffic jam and mixed traffic have to be considered.

In the absence of updated weigh in motion (WIM) traffic measurements in Brazilian highways, a hybrid vehicle database containing the necessary traffic statistical information was built from five different data sources including three weighing stations in highways and traffic weighing and volume distribution research performed in many Brazilian regions by DNIT – the National Department for Transportation Infrastructure. The data base is composed of 29 classes of commercial vehicles, each one having probability density functions (PDFs) of typical traffic parameters, such as gross vehicle weight (GVW), axle and axle group weights, speed and axles spacing (wheelbases); there are also deterministic values for some vehicle dimensions and maximum axle weights.

Traffic simulations considering some possible scenarios for traffic lane distribution led to histograms of selected bridge static effects, which were extrapolated by means of the probability level, considering Weibull distributions fitted to these histograms. The obtained representative values of the static effects due to real traffic of heavy vehicles are herein compared to the static effects produced by both Brazilian load models from the past NB-6 and the current NBR 7188, when applied to the same short span bridge systems.

#### 2. Heavy vehicles database

The data collected during 14 consecutive days in 2011 at one truck weighing station along the São Paulo State highway SP-348 (administered by the Concessionaire CCR AutoBAn), is fairly representative of the heavy traffic in Brazil. It was then taken as reference to





the database developed in this work, named H-2013 (H stands for hybrid; it was developed in 2013) [5]. As the available data neither include information on buses, vehicle speed, wheelbases nor allow the distinction among certain vehicle classes with the same number of axles, the H-2013 database was developed by gathering information from other 4 sources including weighing and traffic surveys carried out by Brazilian Federal Organizations. It was found that the statistical information of all these data is quite similar and that the adoption of a hybrid base would not yield important deviations.

In addition to the data provided CCR AutoBAn from 14 days measurements in 2011, the other 4 sources of data were the following:

- DNIT's traffic survey in fifteen stations in several States of Brazil between 1999 and 2002 by means of WIM measurements;
- traffic survey performed by CENTRAN (Excellence Center in Transport Engineering, a government agency linked to the Bra-

zilian Army) on Federal Brazilian Highways by collecting data in 109 counting stations spread all over the country in a seven days period in 2005;

- data collected at the same weighing station in SP-348 state highway consisting of a set of sheets containing daily records of a 6-days period in June 2008;
- data provided by *Ecovia* concessionaire from a weighing station located on the BR-277 highway, containing daily records of a 28-days period in June 2008.

#### 2.1 Traffic composition

The database H-2013 traffic composition is shown in Figure 2 and comprises 29 classes of commercial vehicles which are illustrated in Table 1.

Table 1 – Brazilian commercial vehicles spectrum: classes and silhouettes					
Class	Silhouette	Class	Silhouette	Class	Silhouette
2CC	<b>o</b>	2\$1		311	0 00 0 00
2C		282	0-0-00	312	0-00-0-0
3C		2S3	00000	313	
4C	0-000	211	0 0 00	3T4	0 00 00 00
2C2		212		3T6	0 00 00 00 00
2C3	<b>o o o</b>	213	00000	3M6	0 00 000 000
3C2	<b>0</b> 00 0 0	3S1	0 00 o	2CB	
3C3	0 00 0 00	3S2	0 00 00	3CB	<b>0</b>
3D4	0 00 00 00	3S3	0 00 000	3BB	0 00



Classes 2S3 and 3S3 are quite frequent (see Figure 2) and their GVW distributions have more than one mode; therefore they were divided into long (L) and short (S) types according to the distance between the last axle of the tractor unit and the first axle of the trailer.

#### 2.2 Gross Vehicle Weight (GVW) and axle weights

During the development of Eurocode 1 [9] load models, axle load records were amplified in 10% to take into account dynamic effects [10,11]. Conversely, no amplification was applied to the records for the AASHTO LRFD load model [12,13]. For the purpose of this work comparisons between GVW measured while moving at 60 km/h maximum speed and registered at a static scale showed deviations within +5% and -5% GVW [7], therefore the adopted weight was the load measured by the WIM system (from the weighing station located at SP-348, data from June-2008).

Figure 3a shows GVW cumulative distribution for class 3C, while Figure 3b illustrates the variation of the rear axles group weight with GVW for the same class; the values of mean and standard deviation are showed in their subtitles. It can be seen that there is a significant amount of records exceeding the Brazilian legal weight limit, which in this case equals 230 kN.

In order to do the traffic simulation PDFs were fitted to each one of the 29 vehicle classes GVW histogram; the best model was chosen among 18 different continuous functions. After testing these models individually or particular linear combinations of some of them (depending on the number of modes of each histogram), the most appropriate model – which is the most similar to the sample data - was elected via goodness-of-fit tests (chi-squared and Kolmogorov-Smirnov). Although not being as accurate as other methods [14], the method of moments, because of its simplicity, was used instead to perform the parameter estimation. Table 2 sum-

				bronneur		ogianis			
Olara	Distribution 1			Distribution 2			Distribution 3		
Class	Туре	A.V.	S.D.	Туре	A.V.	S.D.	Туре	A.V.	S.D
2CC	GAM	56.9	15.8	-	-	-	-	-	-
2C	GAM	91.2	20.3	-	-	-	-	-	-
3C	WEI	112.7	18.2	UNI	190.1	24.7	EXP	256.8	13.7
252	GUM	194.0	42.2	-	-	-	-	-	-
2\$3-C	DEX	394.9	50.4	-	-	-	-	-	-
2S3-L	2MN	353.8	71.4	RAY	494.9	40.1	-	-	-
3S3-C	DEX	443.0	26.9	-	-	-	-	-	-
3S3-L	2MN	427.3	45.3	FRE	504.7	34.1	-	-	-
3T4	DEX	541.0	44.3	_	_	_	_	_	_

Table 3 – Maximum axle loads recorded by scales in databases							
Axle	Regist maximu	lered Im load	Legal	Assumed			
type	Value (kN)	Class	(kN)	(kN)			
Single	105.5	2S2	60	110			
Double	e 173.8 2S3		85/100*	180			
* 85 kN for tandem axles; 100 kN for isolated axles							

marizes the information on the distributions fitted to the GVW histograms of the most frequent classes.

Axle weights were also considered as random variables. To

#### 2.3 Wheelbases

Most wheelbases were considered random variables which were fitted to PDF models as performed for the GVWs. Table 4 shows some of these population models. For the estimation of wheelbases extreme values all the information acquired from the database as well as the manufacturers' specifications were considered. Tandem and tridem wheelbases and other distributions with small coefficient of variation were considered deterministic. Table 5 shows some of these deterministic values and ranges for wheelbases. It can be seen from Tables 4 and 5 that some wheelbases may vary within a wide range and their PDFs may have more than one mode.

#### 2.4 Vehicle speeds

Figure 4 shows histograms describing speed distribution for single-unit trucks (such as 2C and 3C), buses and semitrailers

### Table 4 – Population models fitted to some wheelbases; d<sub>ij</sub> is the distance between axles i and j; units: m

Class	Dist.	D	Distribution 1		Distribution 2			Distribution 3		
Class		Туре	A.V.	S.D.	Туре	A.V.	S.D.	Туре	A.V.	S.D.
2CC	d <sub>12</sub>	LGT	3.84	0.38	-	-	-	-	-	-
2C	d <sub>12</sub>	EXP	5.31	0.80	-	-	-	-	-	-
3C	d <sub>12</sub>	FRE	5.20	0.65	-	-	-	-	-	-
282	d <sub>12</sub>	DEX	3.63	0.17	RAY	4.41	0.18	-	-	-
282	d <sub>23</sub>	LOG	4.82	0.67	NOR	8.09	0.93	GUM	12.5	0.70
2\$3-C	d <sub>12</sub>	RAY	3.62	0.11	RAY	4.37	0.20	-	-	-
2\$3-C	d <sub>12</sub>	NOR	3.20	0.25	UNI	4.37	0.37	-	-	-
2S3-L	d <sub>12</sub>	3MX	3.62	0.13	GUM	4.29	0.19	-	-	-
2S3-L	d <sub>23</sub>	FRE	6.26	0.74	-	-	-	_	-	_
A.V. = average value; S.D. = standard deviation; DEX = double exponential; EXP = exponential; FRE = Frèchet (Type II max); GUM = Gumbel (Type I max); LGT = Logistic; LOG = Lognormal; NOR = Normal; RAY = Rayleigh; UNI = Uniform; 3MX = Type III max										

avoid the use of correlations between axle weights, the scatter diagrams relating for each class the axle groups weights to the GVW (like the one shown in Figure 3b) were submitted to adjustment curves by means of least squares fitting. For all those diagrams it was found that linear models always display the best adjustments and were therefore the assumed curves. Besides providing the axle loads as a function of GVW these curves were also used to estimate the maximum GVWs as a function of the assumed maximum axle loads as detailed in the following.

Limitation in GVW values aims to preserve physical representation of the traffic simulation, which seeks values of bridge internal forces generated only by actual vehicles. Maximum assumed axle loads are shown in the last column of Table 3 and for which it was considered both the extreme axle weight values available in databases and the technical axle load thresholds informed by manufacturers that vary widely with the intended use of each vehicle: trucks, trailers and buses have different limits. (like 2S2 and 2S3); the values of mean and standard deviation are showed in the subtitles. In all cases the most frequent speed is 80 km/h. There are few speed records exceeding 140 km/h.

Table 5 – Some deterministic values and ranges for wheelbases (m); d <sub>ij</sub> is the distance between axles i and j						
Axle type	d <sub>12</sub>	d <sub>23</sub>	d <sub>34</sub>	d <sub>45</sub>		
2CC	(2.41 ; 4.05)	-	-	-		
2C	(3.30 ; 14.66)	-	-	-		
3C	(2.67 ; 15.81)	1.30	-	-		
2S2	(2.44 ; 6.50)	(2.41 ; 23.09)	1.25	-		
2\$3-C	(2.44 ; 6.50)	(2.41 ; 5.00)	1.25	1.25		
2S3-L	(2.44 ; 6.50)	(5.00 ; 17.81)	1.25	1.25		



#### 3. Structural models

The bridges considered in this study are reinforced concrete  $\Pi$  cross-section structures (Figure 5), which were modeled as a simple grid composed of two main T-beams, a number of cross beams located at intermediate positions in its spans and also at the supports. The two bridges'  $\Pi$  type cross sections shown in Figure 5 represent a large portion of Brazilian highways' existing short span bridges [15], corresponding to designs originally planned for single carriageway two-lanes highways. The first one (Figure 5a) refers to old "narrow" bridge deck width, that was the standard type until the 1980s. From that decade on, it was adopted for the Brazilian highways a larger deck slab (Figure 5b); the "wide" deck that has been the standard type till today.

The schematics of the bridge' structures longitudinal profiles are illustrated in Table 6 together with the influence lines of internal forces and moments at critical sections considered in this work: shear force at support and positive bending moment for simply and two-span continuous systems and negative bending moment at the support of cantilever and continuous systems. Span lengths range from 10 m to 40 m for simply supported and continuous systems, and from 2.5 m to 10 m for cantilever span. Figure 6 illustrates a typical grid numerical model used for static analyses, where T-beams and cross beams are represented by frame elements.

#### 4. Traffic simulation

#### 4.1 Developed computational tool

In order to obtain the critical internal forces produced by the simulated traffic, it was developed a computational tool that works in two steps [6]:

Traffic simulation: the initial stage generates information for all the vehicles composing the traffic spectrum, such as vehicle class, speed, GVW, wheelbases etc. In order to generate values for the random variables, Monte Carlo technique is employed;



### Table 6 – Structural systems, reference cross-section in girder and influence lines of critical effects considered in this paper

Structure	al system	Simply supported	Two-span continuous	Cantilever		
Representation						
Shear force	Diagram			-		
	Section	Support	Central support	-		
Shear force	Diagram			-		
	Section	Midspan	Approx. midspan	-		
Shear force	Diagram	-				
	Section	_	Central support	Support		

Structural analysis: in this stage, vehicles generated by simulation travel along the model structures. Effects caused by the generated loading are recorded in certain sections (those indicated in Table 6) at each time step. The maximum effect at each loading cycle is also registered. At the end of simulation the process recorded effects are summarized in histograms.

According to O'Connor and O'Brien [16], four different traffic situations should be analyzed: traffic jams, mixed flow, free flow and emergencies. In small spans, critical load cases are due to heavy vehicles crossing and are affected by dynamic amplification factor. In large spans, however, critical load cases are due to simultaneous presence of several vehicles on structures in congested or mixed flow, with little or no dynamic amplification [11]. As the structures considered herein have maximum length of 40 m, congested and mixed flow situations were not analyzed. In free flowing, the time between vehicles is modeled as a random variable. Traffic is generated at each lane independently; correlations between random variables of the same vehicles in different lanes with same direction may be important [17], but weren't taken into account.

Traffic simulations were performed for a total of 30 days. The simulator checks if, at the current instant of time, there is at least one vehicle with at least one axle on the bridge. If so, the computational tool calculates the desired effects at the reference sections. Structural analysis ceases when all vehicles in all lanes have already travelled along the bridge; then histograms are produced for every considered effect.

For traffic simulation, speed histograms from H-2013 database were considered discarding values lower than 30 km/h or greater than 140 km/h. Time between vehicles was modeled by a gamma distribution [11]. The adoption of this distribution is suggested in the case of the process of vehicles arrival be idealized as a Poisson process. Due to lack of information, it was adopted a





coefficient of variation equal to 0.5 for all distributions of time between vehicles. The simulation does not take into account acceleration, braking or lateral displacements.

In the structural analysis the force exerted by each tire is modeled by a concentrated load and the effects due to each load are calculated using influence surfaces. The traffic simulator was validated through some tests that demonstrated its accuracy [6].

#### 4.2 Traffic scenarios considered

The transverse location of passing vehicles in opposite senses of

traffic direction pictured in Figure 7, named scenario 1, is the most frequent scenario for one carriageway typical bridge with two traffic lanes centered along its axis; most of the heavy vehicles pass along the longitudinal axis of each lane. However, taking girder L1 as a reference for ultimate limit state design situation, the worst load case occurs for the traffic of vehicles out of the lanes marked along the pavement. Thus, many possibilities are opened for traffic on bridges. For the wider bridge deck considered in this work a variety of traffic situations are depicted in Figure 8 as scenarios 2 to 9, all of them for free flowing traffic of vehicles. It should be observed in this figure that the transverse distribution of lanes,


### Table 7 – Proportions of total flow supported by each lane on two-lane (in same direction) carriageways

Deference	Division of the broad traffic		
Reference	lane 1	lane 2	
Prat (2001)	92.0%	8.0%	
Getachew (2003)	89.7%	10.3%	
O´Brien and Enright (2011) – A	92.3%	7.7%	
O´Brien and Enright (2011) – B	93.8%	6.2%	

shoulders and clearances differ from the actual situation in existing bridges [11]. Nevertheless it is considered in order to achieve the worst transverse load distributions, the vehicles traveling on the border lane or shoulder of the bridge deck, close to the lateral barrier or guard-rail.

In scenarios 3, 5, 7 and 9, lanes are located on the right, as close as possible to girder L1, while the shoulders are clustered on the left of the deck, to represent emergency or temporary construction situations. In scenarios 1 to 5, vehicles travel in two traffic lanes, according to original design assumption, while in scenarios 6 to 9 the carriageway is divided in 3 lanes to conform to traffic growth. All these situations are feasible only to the wide slabs (Figure 5b) since the traffic lanes are all 3.60 m wide. The scenarios considered herein intend to envelop all possible free flowing and emergency situations foreseen during lifetime of these typical RC bridges.

#### 4.3 Adopted ADTT - Average Daily Truck Traffic

ADTT was estimated by using information from AB-2011 database whose average number of records equals 6,104 vehicles/day. However, the total number of commercial vehicles on the highway is greater than the number of records because (i) some vehicles avoid the weighing station, mainly due to legal limit weight surplus and (ii) the records were not obtained continuously since the weighing station closes in peak times until the queue of trucks is reduced to a few hundred meters. The actual number of commercial vehicles is estimated to be 15% greater than the volume measured by the weighing station, already including the presence of buses, which are not subject to weighing in this highway. Considering this "adjustment factor" the actual commercial vehicle ADTT in this database is estimated equal to 7,019 trucks and buses. This value is called *reference flow* (RF) and includes heavy traffic in all the three lanes of the considered highway.

#### 4.4 Distribution of the traffic flow among the lanes

Due to lack of available recent traffic data collected directly in the lanes, the proportion of total traffic supported by each lane has to be estimated. Table 7 shows the distribution of total flow among lanes given by some authors, for two traffic lanes in the same direction. Values are relatively similar. In Getachew [18] and Prat [11] the proportions were estimated from detailed traffic studies performed respectively in roads of France and Sweden; O'Brien and Enright [17] refer to data collected on Netherlands (A) and Czech Republic (B) highways. For this study, in the case of two lanes in the same sense of traffic direction, it was assumed that 85% of total flow is supported by lane 1, lower than values presented in Table 7, since the reference flow RF refers to 3 lanes. The adopted proportions of total flow supported by each lane in each scenario are summarized in Table 8.

# 5. Determination of static effects' characteristic values

For Eurocode 1 load models calibration, the target values were taken with a return period of 1,000 years, to ensure a small probability of excess in effects' values: 0.1% per year [10]. This choice was made to limit the likelihood of several exceedances of the serviceability limit state during lifetime. The AASHTO load model HS-93 was calibrated assuming a return period of 75 years [13]. To set the return period for the extrapolations of static effects one

Table 8 – Characterization of traffic scenarios adopted for free flowing								
Cooperio	Number of	Ŧ	Lan	ə 1	Lane	ə 2	Lane	e 3
scenario	lanes	r (years)	Direction	%RF	Direction	%RF	Direction	%RF
1	2	100	Go	85%	Return	85%	_	-
2	2	100	Go	85%	Return	85%	-	-
3	2	10	Go	85%	Return	85%	-	-
4	2	100	Go	85%	Go	15%	-	-
5	2	10	Go	85%	Go	15%	_	-
6	3	100	Go	80%	Go	18%	Go	2%
7	3	10	Go	80%	Go	18%	Go	2%
8	3	100	Go	85%	Go	15%	Return	85%
9	3	10	Go	85%	Go	15%	Return	85%

Table 9 - Whe	Table 9 – Wheelbases d <sub>i-1</sub> , i (m) and load of the vehicles that yielded the maximum bending moment of a simply supported 20 m span bridge with wide deck					
Avio i	Truck class 3	3S3-C, lane 1	Truck class 3M6, lane 2			
Axie, i	d <sub>i-1, i</sub> (m)	Load (kN)	d <sub>i-1,i</sub> (m)	Load (kN)		
1	0.00	55.8	0.00	58.9		
2	4.80	100.2	3.46	87.2		
3	1.30	100.2	1.35	87.2		
4	3.09	107.6	5.32	85.8		
5	1.25	107.6	1.25	85.8		
6	1.25	107.6	1.25	85.8		
7	-	-	5.06	86.4		
8	-	-	1.25	86.4		
9	-	-	1.25	86.4		

9 – – should take into account that a very large return period is not representative [8] because the traffic probably will not remain with the same settings. The rapidly changing technology causes distortion work of the load pattern in long-term violating the stationarity of these random processes which partially invalidates the large return periods, unlike natural phenomena such as wind speeds and river floodings.

On the other hand, the extrapolation is being held for random unmeasured but indirectly modeled quantities - the internal forces - which can generate errors, so that for safety conservatively large return periods must be adopted [11]. Considering both aspects a return period of 100 years was adopted for target values calculation in simulations according to scenarios 1, 2, 4, 6 and 8, which do not include relocation of lanes. As scenarios 3, 5, 7 and 9 refer to special situations, simulations under these configurations were carried out with a return period of 10 years. In all cases traffic growth was not taken into account for the extrapolation. These values are shown in the third column of Table 8.

For the critical static effects shown in Table 6, the following steps were accomplished in order to obtain the corresponding characteristic values:

- building of the histograms of static effects via traffic simulations for all scenarios shown in Figure 8, and fitting of a Weibull distribution for each histogram;
- calculation of the characteristic values of these distributions, using the probability level of the parent Weibull distribution and

Figure 9 – Illustration of the instant of time when the simultaneous presence of two trucks (a 3S3-C type on lane 1 and a 3M6 type on lane 2), side by side, both travelling at 80 km/h, generate together the largest bending moment at mid-span in girder L1 of the simply supported 20 m span bridge with wide deck, in scenario 3







considering the return periods showed in Table 8. These characteristic values were took as representative of each static effect; adopting the scenario with the largest representative value as the reference for each considered effect in each structure.

Among all vehicle classes shown in traffic composition (Table 1 and Figure 2), those which effectively contribute to the extreme static effects are 2S3, 3S3, 3T4, 3T6 and 3I3; all of them are susceptible to high values of GVW.

In short spans, up to 10 m, the presence of tridem axles from classes 2S3 and 3S3 govern the extreme effects. As the span lengths increase, also increase the likelihood of longer and heavier vehicles from classes 3I3, 3T4, 3T6 and 3M6 pass on the bridges with all axes simultaneously acting at multiple sections of the girders. Although classes 3T6 and 3M6 are quite infrequent in the traffic composition, they correspond to the longest trucks and the biggest

GVW among all classes from Figure 2; this could explain its importance in static effects' extreme values. Taking as example the bending moment in a simply supported 20 m span bridge with wide deck (Figure 5b), the maximum value ob-

tained by traffic simulation is 3059 kNm, due to simultaneous presence of two vehicles in scenario 3 - see Figure 8 - side by side, both travelling at 80 km/h: on lane 1 a 3S3-C truck with GVW equal to 578.9 kN; and on lane 2 a 3M6 truck with GVW equal to 749.9 kN. Each wheelbase and axle load of these trucks is shown in Table 9. Figure 9 illustrates the instant of time when these vehicles generate the largest bending moment at mid-span of girder L1.

Figure 10 shows the histogram of positive bending moments for the simply supported 20 m span bridge with wide deck, the Weibull distribution fitted to this histogram and its distribution of extremes, whose mode is equal to 3836 kNm. This value is equal to the extrapolated value obtained by the probability level using the parent



Weibull distribution and is taken as the characteristic value of the static bending moment.

The ratio between the characteristic value and the maximum value reached by the simulation in 30 days equals 1.254. One can check, assuming linear static behavior, that extrapolation leads to physically feasible results. This ratio, multiplied by the GVWs of the trucks that generated the greatest static bending moment within 30 days of traffic simulation (Table 9), results in these "new" GVWs: 726.0 kN for the 3S3-C truck on lane 1 and 940.4 kN for the 3M6 truck on lane 2. Retaining the same relative positions shown in Figure 9, this new combination of trucks would generate a bending moment equal to 3836 kNm. Both GVWs are smaller than its upper limits: 963.0 kN for 3S3-C and 1333 kN for 3M6. These values depend on the maximum axle loads (Table 3) and on the linear models considered to represent the load for each axle or group of axles, which is function of the GVW [5].

# 6. Comparison between the obtained characteristic static effects and those generated by the brazilian live load models

In Figures 11 to 16 the representative (extreme) values of the static effects (shown in continuous lines), which are caused by the traffic of real vehicles, are compared to those produced in the same structural models (see Figure 6) by the live load models prescribed in the Brazilian codes NB-6 and NBR 7188 (shown in dashed lines). Only the static effects produced by these live loads were considered as they were not multiplied by the impact factor. Figures 11 to 13 refer to the narrow bridge deck (ND) configuration

designed with the old load model from NB-6 while Figures 14 to 16 are related to the wide deck bridge (WD) designed according to the current live load from NBR 7188.

Figures 11 and 14 illustrate the variation with the span length of the maximum shear forces in simply supported span (Figure 11*a* and 14*a*) and continuous spans (Figure 11*b* and 14*b*) bridges. Figures 12 and 15 show comparisons in terms of positive bending moments for each one of the same structural systems. Negative bending moments in continuous and cantilever spans are shown in Figures 13 and 16.

It can be seen in these figures that the static effects generated by the real traffic of vehicles as calculated according to the procedures described herein are in general greater than those produced by the past and current Brazilian standards load models. The most critical cases are related, as expected, to the narrow deck bridges: the static shear forces in simply supported bridges, the positive bending moments and the negative bending moment in cantilever bridges due to the real traffic of vehicles exceeded on average respectively 50%, 53% and 75% the static effects caused by the old NB-6 load model.

It is noticeable that the current Brazilian code gives conservative values only for the negative bending moment in 30 m and 40 m continuous spans with wide bridge deck (Figure 16*a*). The greater average exceedance of the traffic load static effect in relation to the corresponding code load model was found for the negative bending moments in cantilevers (Figure 16*b*): 48%.

These results show that Brazilian code load models may not reproduce adequately the real traffic of heavy vehicles and may, in many cases, be non-conservative. The dynamic effects and the modeling













Figures 16 - Comparison in terms of static negative bending moment between the extreme values produced by the real traffic and those generated by NBR 7188 Brazilian code load model for wide deck (WD) bridges:(a) continuous beam; (b) cantilever beam



of uncertainties must be taken into account for a final conclusion on this matter.

It can still be noted in Figures 11 to 16 that the curves related from one side to the real traffic of heavy vehicles and from the other side to load models are in general divergent with increasing span length, particularly in the case of bending moments. This indicates that the safety margin of the Brazilian load models is not uniform for all span lengths and structural systems.

# 7. Final remarks and conclusions

It is outlined in this paper the main results obtained in the first stage of the work performed towards the development of new live load models which aim to simulate the effects caused by the real traffic loads on existing two girders short span bridges, typical of Brazilian roadways comprising two lanes single carriageway.

The lack of a large number of WIM records was got around by establishing a database which brought together measurements from weighing stations and idealized traffic scenarios. Applied traffic simulation techniques allow for scenarios of multiple vehicles on the bridges and provided the histograms of the selected critical effects. Then Weibull distributions were fitted to these histograms from which the characteristic static effects were calculated by extrapolations according to the return period defined for the traffic scenarios. In each structure the representative values of the critical static effects were considered as the highest characteristic values among all traffic scenarios.

It was observed from the traffic simulations that in short spans (up to 10 m) the passage of tridem axles from classes 2S3 and 3S3 governed the extreme effects. In larger spans the critical effects were caused by the simultaneous presence of longer and heavier vehicles once all their axles can be located simultaneously on the bridge deck.

In most cases the static effects generated by real traffic, as calculated according to the procedures described herein, are higher than those produced by the load models from Brazilian design codes (without multiplying them by the dynamic amplification factor). These results show that Brazilian code load models may not reproduce adequately the real traffic of heavy vehicles and may, in many cases, be non-conservative.

The current Brazilian code NBR 7188 gives conservative values only for the negative bending moment in 30 m and 40 m continuous spans with wide bridge deck. The negative bending moments in cantilever spans produced by this code live load model are significantly lower than the extreme ones generated by the traffic of heavy vehicles.

A great number of bridges with narrow decks designed under the 1960 NB-6 code are still in full service. In was observed that static effects due to the load model from this code (see Figures 11 to 13) are always much lower than the extreme ones produced by the real traffic, indicating that these bridges may exhibit now a small fraction of the required safety margin and therefore should be reinforced.

It is important to mention that there are several sources of uncertainty in modeling which affect the numerical values obtained for the characteristic static effects. The uncertainties in the structural modeling do not affect the ratios between the internal forces due to the real traffic loads and those due to the design code live load models, since the same grid model is analyzed for both loading sources. On the other hand, uncertainties related to traffic statistics and simulation, in particular the need to idealize traffic scenarios and neglect of traffic growth rate may affect results to the better or to the worse. These uncertainties are to be addressed in the near future with enlarged traffic data acquisition, as they must be dealt with when performing the structural reliability analyses of the bridges.

In order to achieve fully the new load models complementary work steps 5 to 7 described in Section 1 are being carried out and results will be reported in the near future.

The configuration of the new live load models comprising concentrated and distributed loads must reproduce the target values of selected internal forces considering free, congested and mixed traffic flow. With the geometrical and physical features of the new load models, one can calibrate new related safety factors, seeking for a unique compromised reliability index to all selected types of bridges.

# 8. Acknowledgements

Sincere thanks are given to the National Council for Scientific and Technological Development – CNPq and FAPERJ, the Rio de Janeiro State research agency, that funded the development of this research. Special thanks are also due to Colonel Paulo Roberto Dias Morales, from DEC (Brazilian Army), for furnishing the worksheets containing information collected by the CENTRAN in 2005; to Eng. Nilton Velihovetchi from Concessionaire CCR Ponte and to the Concessionaires CCR AutoBAn, for kindly supplying information from weighing station PGF 58 in 2008 and 2011; and to Ecovia Caminhos do Mar S.A., for making available data from the weighing station PPV 03 in July 2008.

# 9. References

- Brazilian Association of Technical Standards ABNT. NBR 7188 – Live load on highway bridges and footbridges (in Portuguese), Rio de Janeiro, Brazil, 1982.
- [2] Brazilian Association of Technical Standards ABNT. NB-6 – Live load on highway bridges (in Portuguese), Rio de Janeiro, Brazil, 1960.
- [3] Deutsche Institut für Normung. DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, Berlin, Germany, 1952.
- [4] Rossigali, C. E. Probabilistic Studies towards Live Load Models for Brazilian Highway Bridges (in Portuguese). M.Sc. Dissertation, Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, 2006.
- [5] Rossigali, C. E. Update in Live Load Model for Small-span Highway Bridges in Brazil (in Portuguese). D.Sc. Thesis, Federal University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, 2013.
- [6] Rossigali, C. E., Pfeil, M. S. and Sagrilo, L. V. S. Traffic simulation aiming new load models to highway bridges. *In:* XXXII Iberian Latin American Congress on Numerical Methods in Engineering, Ouro Preto, Brazil (in Portuguese), 2011.
- [7] Rossigali, C. E., Pfeil, M. S. and Sagrilo, L. V. S. Traffic data base in view of new Brazilian live load models for highway bridges. *In:* XXXV Jornadas Sul-americanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, Brazil (in Portuguese), 2012.
- [8] Das, P. C. Safety of Bridges, London: Thomas Telford, 1997.
- [9] Comité Européen de Normalisation CEN. Eurocode 1 -

C. E. ROSSIGALI | M. S. PFEIL | R. C. BATTISTA | L. V. SAGRILO

Basis of design and actions on structures, Part 2, "Traffic loads on bridges", Brussels, Belgium, 2003.

- [10] Calgaro, J.-A. Loads on Bridges. Progress in Structural Engineering and Materials, v.1, n.4, 1998, p.452-461.
- [11] Prat, M. Traffic load models for bridge design: recent developments and research. Progress in Structural Engineering and Materials, v.3, 2001, p.326-334.
- [12] American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Washington, DC, USA, 2007.
- [13] Nowak, A. S. Live load model for highway bridges. Structural Safety, v.13, 1993, p 53-66.
- [14] Ang, A. and Tang, W. Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering, New York: John Wiley & Sons, 2ed, 2007.
- [15] Mendes, P.T.C. Contributions to a RC bridge management model applied to Brazilian highways network (in Portuguese). D.Sc. Thesis, University of São Paulo, São Paulo, Brazil, 2009.
- [16] O'Connor, A. and O'Brien, E. J. Traffic load modeling and factors influencing the accuracy of predicted extremes, Canadian Journal of Civil Engineering, v.32, 2005, p.270-278.
- [17] O'Brien, E. J. and Enright, B. Modeling same-direction twolane traffic for bridge loading, Structural Safety, v.33, 2011, p.296-304.
- [18] Getachew, A. Traffic loads on bridges: Statistical Analysis of Collected and Monte Carlo Simulated Vehicle Data. Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2003.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Structural assessment of a RC Bridge over Sororó river along the Carajás railway

# Avaliação estrutural da ponte sobre o rio Sororó na ferrovia Carajás



J. C. L. MATOS <sup>a</sup> cristinomatos@globomail.com

V. H. L. BRANCO <sup>b</sup> brancovh@yahoo.com.br

> A. N. MACÊDO ° anmacedo@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA <sup>d</sup> denio@ufpa.br

# Abstract

The Carajás railway is operated by Vale SA and is used to transport the Brazilian production of iron ore mine located in the state of Pará until Itaqui harbor in Maranhão state. With 892 km in length, the railway will be doubled due to the prospect of increased production, which requires verification of the structures of bridges to ensure safety under loading up to 23% larger. The railway bridge in reinforced concrete has five hyperstatic spans with 25 m long and was built over Sororo river in the southeast of Pará. To better evaluate its structural elements were monitored with strain gages and the concrete was characterized by non-destructive and destructive testing on the structure. This information was used in a computer model to estimate the future structural behavior. The methodology was satisfactory as the estimated structural performance for future loadings, meeting the recommendations of the Brazilian technical standards.

Keywords: concrete structures, bridge, railroad.

# Resumo

A ferrovia Carajás é operada pela Vale SA e é utilizada para transportar a produção brasileira de minério de ferro da mina localizada no estado do Pará até o porto de Itaqui no estado do Maranhão. Com 892 km de comprimento, a ferrovia será duplicada devido à perspectiva de aumento da produção, o que requer a verificação das estruturas de suas pontes visando garantir a segurança sob carregamento até 23% maior que o atual. A ponte ferroviária em concreto armado apresenta cinco vãos hiperestáticos com 25 m de comprimento cada e foi construída sobre o rio Sororó, na região sudeste do Estado do Pará. Para melhor avaliar seu desempenho estrutural sob carregamentos atuais, diversos elementos e estruturais foram monitorados com extensômetros elétricos de resistência e o concreto foi caracterizado através de ensaios não destrutivos e destrutivos na estrutura. Estas informações foram empregadas em um modelo computacional para auxiliar na estimativa do comportamento estrutural futuro. A metodologia mostrou-se satisfatória, assim como o desempenho estimado da estrutura para os futuros carregamentos, atendendo às recomenda da comenda da secure das normas técnicas brasileiras.

Palavras-chave: estruturas de concreto, ponte ferroviária, estrada de ferro.

Received: 02 Sep 2014 • Accepted: 18 Feb 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil

## 1. Introduction

The Carajas railroad is a railway operated by Brazilian multinational Vale SA, which is one of the major mining companies in the world and the largest producer of iron ore. Most of the bridges along Carajas railway are reinforced concrete structures with stringers spaced from 2.0 m to 3.0 m in order to enable the construction of concrete decks with thickness of 200 mm to 250 mm [1]. These bridges require strategic maintenance programs since they are located in an aggressive environmental and also because the traffic demands are frequently increasing. Both factors may contribute to the progressive deterioration of their structure [2]. The diagnosis of the actual conditions of existing bridges is fundamental to establish programs for its rational maintenance in order to choose the best structural rehabilitation method once that the interruption of traffic in railways may lead to great economic losses [3].

This paper presents a methodology used to evaluate the structural integrity of reinforced concrete bridges along the Carajas railway. It also presents results of "in situ" investigations and computational analysis carried for a bridge over the river Sororo, geographically located in the points -5.440702° (lat.) and -49.134550° (long.). To evaluate its structural integrity a series of field activities were performed: rebars scan to check if the reinforcements were placed as specified in the original design; hardness tests of concrete in order to define its actual compressive strength; extraction of concrete samples from structure elements to perform laboratory destructive tests for the determination of the concrete mechanical properties; and monitoring of structural elements with strain gauges to check its structural response under actual live loads and to estimate the fatigue lifetime. A linear-elastic finite element analyses was carried

to verify the safety of the bridge's original design and to evaluate if its performance under future loads will be within the limits imposed by the Brazilian design codes.

#### 1.1 General characteristics of the bridges and train-type

The bridge was constructed in the 1990s with cast-in-place reinforced concrete. Its superstructure consists of five (05) hyper static spans, each one with 25 m length, with a total length of 125 m and with vertical inclination of 0.4%. Its cross section has a total width of 5.8 m and supports the railroad, gravel ballast, lateral channels for drainage and cables, metallic guardrails with shelters at each 10 m, and a short cantilever slab to support lampposts. The substructure consists of four (04) cast-in-place reinforced concrete central piers formed by rectangular columns supported on caps over belled circular caissons with shaft of 1.4 m and bell with 3.2 m, as shown in Figure 1. The bridge's abutments have width of 14.3 m and are formed by four longitudinal walls and two transverse walls. A movement joint is placed over column P3. The cross section of the bridge's deck is of the type beam and slab formed by two rectangular ribs of constant height monolithically linked to the slabs and to reinforced concrete short transversal beams. Figure 2 presents photos and general sketches of the superstructure and substructure of the bridge. The substructure consists of four rectangular columns with cross-section measuring (1.0 m x 2.8 m) and 5.0 m height, supported on caissons with circular shaft and base with diameters of 1.4 m and 3.2 m, respectively. Each abutment of the bridge has four transverse and two longitudinal walls supported over a block on eight caissons. An expansion joint was positioned on the column P3.





The Carajas railroad is used to transport iron ore from Carajas city (Para state) to Itaqui harbor (Maranhao state). Actually, a locomotive type DASH9 and wagons type GDT are used to transport the iron ore. The DASH9 locomotive weighs 1,800 kN, while the loaded GDT wagon weighs 325 kN/axis and 53 kN/axis when unloaded. The actual train used is formed by *2 locomotives + 110 wagons + 1 locomotive + 110 wagons + 1 locomotive + 110 wagons*.

Figure 3 shows the dimensions of these locomotives and wagons.

# 2. Material and methodology

#### 2.1 Visual inspection

Cracks in the outer faces of the stringers were observed during



the visual inspection of the bridge. These cracks were vertical in the middle of the span and slightly inclined in the sections near the supports, but distant from the bottom surface. These cracks were more visible in the outer faces of the stringers, with only a few observed in the inner faces. Regardless of the nature of cracking process (bending, shrinkage, etc.) they may induce corrosion damage to steel reinforcement in future [4]. In the surface of transversal beams cracks with efflorescence and water percolation were also observed, but no evident signs of significant corrosion on rebars were observed. Yet, these damages may also reduce the lifetime of the bridge as highlighted in technical literature [5].

#### 2.2 Non-destructive tests

Non-destructive testing (NDT) enclose a variety of techniques used to define properties of a material without causing damages. Aiming to determinate the actual compressive strength of concrete of the bridge, Schmidt/rebound hammer tests were carried, which evaluate the surface hardness of concrete and through correlations with calibrated results allow the determination of the compressive strength of concrete. Before performing the hardness tests, the structural elements were scanned in order to properly determinate the position of its rebars, in an attempt to avoid its influence in tests results. The observed spacing between the bars 1.5 m above the base of each column ranged from 100 to 50 mm. In addition to the position of the bars, were also determined its direction and diameter and the thickness of the concrete cover, which was in general equal to 50 mm. The hardness tests were performed on column P2, foundation caps, deck slabs, stringers and abutments. The concrete strength was defined based on the effective average rebound hammer index (Table 1) for each analyzed area (150 mm x 150 mm with 9 impact points) as recommended by Brazilian codes [6].

#### 2.3 Destructive tests

Destructive tests (DT) are those carried out until the specimen's failure. These tests require damaging parts of the structure in order to obtain samples to perform direct tests in a laboratory. Only two

Table 1 – Average results from rebound        hammer tests on structural elements				
Structural element	Area	f <sub>c</sub> (MPa)		
Abutment 01	1	60.8		
Abutment 01	2	57.1		
Deck slab	1	45.8		
Deck slab	2	43.6		
Block B3	1	46.0		
Block B3	2	46.0		
Column P2	1	57.8		
Column P2	2	56.6		

(02) types of destructive tests were carried out during the bridge's structural evaluation. One of these tests was carried in order to check the carbonation degree of the concrete cover. The other test involved the extraction of concrete samples to perform compressive and splitting tests in the lab. The carbonation tests carried consisted of removing selected parts of the concrete cover from the stringers and from the deck slabs. After that, concrete alkalinity was checked by using phenolphthalein. Tests showed that concrete alkalinity was adequate as shown in Figure 4 (left).

Many factors may influence results of surface hardness tests on concrete such as surface roughness, humidity condition and positioning of the equipment. Due to these reasons, it was decided to evaluate the actual compressive strength of concrete by both surface hardness tests and direct axial compression tests on samples extracted from the structure using a rotating diamond crown [7], as shown in Figure 4 (center). Eight samples were extracted: two from abutment E1; two from bridge-deck slabs; two from column P2; and two from foundation B3. The samples were cylindrical with 100 mm of diameter and 200 mm length and the drilling points were carefully selected in order to avoid steel bars. They were tested to axial compression for the determination of



Table 2 – Concrete's mechanical properties					
Structural element	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>c'</sub> (MPa)	E <sub>c, NBR</sub> (GPa)	E <sub>c, EC2</sub> (GPa)	E <sub>c, Exp.</sub> (GPa)
Abutment 01	58.9	47.5	36.5	38.8	35.7
Deck slab	44.7	42.6	31.8	35.4	33.8
Block B3	46.0	33.4	32.3	35.8	38.3
Column P2	57.2	54.6	36.0	38.5	39.9

the compressive strength. During these tests strains were measured by two extensometers such as "clip-gage" (see Figure 4 right) for determination of the elasticity modulus of concrete, in accordance with recommendations adopted in Brazil [8].

#### 2.4 Experimental results

As mentioned before, results from the alkalinity of concrete were satisfactory. Nevertheless, the compression strength results obtained by hammer tests were slightly lower than those determined through destructive tests performed on the extracted concrete samples, especially for the case of foundation B3. Yet, the percentage errors were considered acceptable once they are lower than those found in literature [9], i.e. for laboratory tests it is assumed a range of  $\pm$  15% to 20%, with a well calibrated rebound hammer, and  $\pm$  25% for "in situ" tests. In general, the actual compressive strength of concrete is, on average, 2.7 times higher than the design strength of superstructure, which was only of 18.0 MPa.

Table 2 shows the compressive strength results for rebound hammer tests ( $f_c$ ) and for axial compression tests on extracted samples ( $f_c$ ) according to recommendations of NBR 5739 [10]. Table 2 also presents comparisons of experimental results for the modulus of elasticity of concrete obtained with destructive tests described with theoretical results obtained using recommendations of NBR 6118 [11] and EC2 [12]. In the case of theoretical estimates the compressive strength adopted were those obtained with rebound hammer tests. Figure 5 shows the characteristics curves from the elasticity modulus tests for testimonies T1 and T2 extracted from column P2.

## 3. Computational model

A liner-elastic finite element analysis of the bridge was performed in order to validate the experimental results obtained in the monitoring campaign. This analysis was carried using SAP2000<sup>®</sup> with the dynamic load of the train considered with a simplified pseudo-



Table 3 – Loads per axis of the train-type					
Situation	DASH 9 locomotive	Loaded GDT wagon	Unloaded GDT wagon		
Current	300 kN/axis (1.800 kN)	325 kN/ axis (1.300 kN)	52.5 kN/ axis (210 kN)		
Future	300 kN/ axis (1.800 kN)	400 kN/ axis (1.600 kN)	52.5 kN/ axis (210 kN)		

static analysis. Three computational models were developed using finite elements of the type beam, shell (4 nodes) and solid (8 nodes). The first was a simplified model in which the bridge's deck and pier were modeled using beam elements, with abutments and foundations considered with fixed constraints. In the second model the abutments and foundations were added to the first model using solid elements and with its ground supports considered as point springs. In the final model, the bridge's deck, composed by stringers and slabs, was modeled with shell elements. This final model was proved to be more realistic than the others and therefore was the model adopted in the computational analysis.

#### 3.1 Dead loads

Depending on the specific weight of the materials and geometry of the structural elements, the computer program calculates the weight of the structure itself. In the case of ballast (42.2 kN / m), mortar on the deck slab (5.5 kN / m), channels (6.5 kN / m), railings (0.3 kN / m), rails, crossties and accessories (7.9 kN / m) was considered a loading of 62.4 kN / m distributed along the central longitudinal axis of the bridge.

#### 3.2 Live loads

#### 3.2.1 Vertical actions

The iron ore production will be increased with direct impact in the loading in Carajas railway and consequently in the bridges along. It is intended to maintain the same types of locomotives, wagons and composition used currently, but with increased load to be transported in each wagon. Table 3 shows the loads for the current and future compositions of locomotives and wagons. The Brazilian code for bridges' design, NBR 7187 [13], allows a simplified analysis of the dynamic effects caused by moving loads by using an impact coefficient that amplifies static loads, which should be calculated according to Equation (1). This coefficient is basically a function of the theoretical span (/=25 m) between the supports in the longitudinal direction. These simplified assumptions were used in the computational analysis even knowing that overly simplified models of vehicles do not represent accurately the reality, especially if in a dynamic analysis the imperfections of the railway and the train wheels are not considered [14].

 $\varphi = 0.001 \cdot [1,600 - (60 \cdot \sqrt{l}) + (2.25 \cdot l)] = 1.356$ 

(1)

#### 3.2.2 Horizontal actions

The cross wind action was considered through a torsion moment (M) per unit length applied along the bridge, in the decks gravity center, as shown in Figure 6. For the determination of this loading, it was considered the action of wind (pressure of 0.98 kN / m<sup>2</sup> with the loaded bridge) from the base of the stringer to the top of the wagon, with a total height of 7.3 m., allowing the determination of Q force per unit length. To consider the effect of the force caused by braking or acceleration of the train-type on the structure was adopted only a fraction of the live load in the longitudinal direction, without considering the impact coefficient, applied on top of the rails. The NBR 7187 [13] recommends the greater of the following: 15% of the live load for braking or 25% of the weight of the axles for acceleration. In the original bridge calculation memory braking force was only considered in the abutment and dispensed in the rest of the superstructure, and the same was done in the computational model. The values adopted for this action were 7,349 kN, 9,044 kN and 75 kN for the operating loaded train-type, future loaded and unloaded, respectively.

Also according to the NBR 7187 [13], the side impact wheel can be treated as a horizontal force perpendicular to the train-type, with a characteristic value of 20% of the load of the most loaded axle.





This procedure was also used in the design calculation memory. The values of this force were 65 kN, 80 kN and 60 kN for the operating loaded train-type, future loaded and unloaded, respectively. Already the effects of shrinkage and temperature were supposed considering only the shortening of the material. According to NBR 6118 [11], it is possible to adopt the value  $10^{-5/\circ}$ C for the coefficient of thermal expansion of the concrete. For retraction in current elements of reinforced concrete, the above requirement recommends to adopt a corresponding deformation variation of the temperature of 15 °C. The standard also recommends a 10 °C temperature range at 15 °C for elements with the smallest dimension of less than 500 mm to represent the only effect of thermal expansion or shortening. It was adopted then a 25 °C temperature range to con-

Table 4 – Support device's stiffness				
Stiffness	Value (kN/m)			
Axial (z)	26,160,000			
Shear (x)	15,630			
Shear (y)	15,630			
Rotation (z-z)	125			
Rotation (x-x)	71,530			
Rotation (y-y)	209,300			

sider the effects of shrinkage and temperature on the structure. The equivalent horizontal forces, located on the top of each column can be estimated by the product of these parameters, i.e. the thermal expansion coefficient, temperature variation, the length of the structural element and the average stiffness of the support (column). The computer program data input requires only that be provided the temperature variation, since the properties of other structural elements are computed automatically by the geometry and properties of the materials that compose them.

#### 3.3 Boundary conditions

In the computational model the elastomeric bearings were added in compliance with the design info, assuming that the columns and abutments are supported by blocks over caissons as shown in Figure 7. Its structural behavior was simulated using rigid beam elements (with semi-infinite stiffness) and five spring elements simulating the steel reinforced elastomeric pads on the top of the columns P1, P2, P3 and P4. Table 4 presents the translation and rotation stiffness of the elastomeric bearings calculated based on the recommendations presented by Pfeil [15]. The transversal coefficient of elasticity of the neoprene was 0.1 kN/cm<sup>2</sup> and Poisson's ratio (u) of 0.5.

Additionally, springs were interchangeably inserted at each 1.0 m along the caisson shafts with depth according to the construction project, aiming to simulate the soil-structure interaction and thus the foundations behavior. To determine the soil stiffness coefficient

Table 5 - Concrete's parametersfrom the calculation memory				
Parameter	Value			
Characteristic strength	18.0 MPa			
Elasticity modulus	27.5 GPa			
Density	24.5 kN/m <sup>3</sup>			

results from Standard Penetration Test (SPT) were analyzed and applied in the computational models. The soil reaction modulus is not only a property related to the ground, but also depends on the characteristics of the foundation and varies with its depth (even for a "homogeneous" layer) and with the loading distribution. It can be obtained through typical procedures, such as: a) experimental methods, b) calibration with rigorous numerical solutions and c) simplified theoretical models.

#### 3.4 Concrete's properties

In the computational model the compressive strength of concrete  $(f_{ck})$  was admitted as 18 MPa which was the value adopted in the original design. The value of the modulus of elasticity of the concrete used in this model was determined from Equation (2), recommended by previous version of NBR 6118 [11] and used in the original design of the structure in 1986. Table 5 presents the material properties adopted in the computational model.

$$E_{ci} = 5,940 \cdot \sqrt{(f_{ck} + 3.5 \text{ MPa})} = 27.5 \text{ GPa}$$
 (2)

#### 4. Preliminary results

#### 4.1 Cross sections design resistance

To determine the flexural and shear strengths of the cross sections, an auxiliary computational routine was developed. In this routine the cross section is discretized into sections considering rebars to check serviceability limit states and ultimate limit strength. In these calculations the concrete and steel constitutive models were assumed according to NBR 6118 [11]. Figure 8 presents envelops of the design moments for the different load cases and the flexural strength of the bridge's stringers. Envelops of the design bending moments were obtained for these load cases: Vehicle 01 represents the case of the actual loaded train, assumed as 325 kN/ axis; Vehicle 02 represents the case of the actual unloaded train, assumed as 52.5 kN/axis; Vehicle 03 represents the future loaded train, assumed as 400 kN/axis. In Figure 8, Vehicle 04 (max) and (min) presents the flexural strength of the stringers as a function of the negative and positive reinforcements. The flexural strength of the stringers varies along its length due to variations in the rebars detailing. Figure 8 shows that the flexural strength of the stringers is higher than the design bending moments caused by the actual and future loadings. Figure 9 presents envelops of the design shear forces for loads cases of Vehicles 01 to 03. It also shows the shear strength of the stringers (Vehicle 04) considering that their widths vary along the spans. Once again it is possible to see that the shear strength is higher than the design shear force for the different load cases.

#### 4.2 Fatigue lifetime

To determine the fatigue service life of the stringers, it was initially considered the variation of the bending moments due to the passage of loaded and unloaded current trains and loaded future trains, according to Table 3. From the variation of the bending moments is possible to determine strains from stresses at any point of





the stringers cross section. According to NBR 6118 [11] and EC2 [12] it should be determined the maximum and minimum stresses in an area not exceeding 300 mm from the edges of the cross section. Figure 10 shows the theoretical compressive stresses in the concrete and the theoretical tensile stress in longitudinal reinforcement of the section near the support (most loaded), due to the passage of the current loaded train. For a preliminary fatigue analysis the criteria presented by NBR 6118 [11] was used. According to this code, the verification of the fatigue of concrete is ensured if the maximum compressive stress in the concrete (corrected in function of the gradient of compressive stresses) do not exceed a stress fatigue limit of 45% of  $f_{cd} = f_{ck}/1.4$ . This check is shown in Figure 11, where the corrected stress is presented in module (with the positive sign indicating compression, in this case). The fatigue limit stress was then calculated at 5.8 MPa. Thus, according to NBR 6118 [11], only the stresses arising from the permanent load would already be very close to this limit, at the most loaded cross section. It should be noted that this criteria is quite conservative once actually does not consider the stress variations and, according to Leander *et al.* [16], stress ranges when calculated with simplified methods, regular loads and distribution factors tend to result in a reduced remaining fatigue service life.

As already mentioned, it should be noted the fact that the verification of this limit state of fatigue NBR 6118 [11] is based on the ultimate limit state of fatigue of EC2 [12], which sequentially presents three methods for design verification, with increasing levels of refinement and precision. Unfortunately, for the verification of the concrete fatigue state, NBR 6118 [11] presents only the most simple and therefore more conservative prescription. On the other hand, EC2 [12] recommends the simplified method only as a preliminary analysis if the other two more refined methods are not used. Thus, for this reason, although fatigue criterion NBR 6118 [11] is not met for the section in question, shall be perform a more refined proceeding according to EC2 [12], and the results of this analysis are presented below. To use this more refined method, EC2 [12] suggests to use the Rain Flow Algorithm for cycles counting. Using this algorithm a count of cycles of stress in both the concrete and the steel (reinforcement) is possible, and using the fa-





served that for the stringers the results for shear forces and bending moments (Figure 12) due to the dead loading were in good proximity to the calculation memory. In these figures the bridge was divided into 51 sections along the horizontal axis. When the effects caused by the passage of the train-type are taken into account can be observed in column P2 the highest value of axial force, with strong convergence between the results of the calculating memory (Vehicle 02) and computational model (Vehicle 01 loaded) for the maximum envelope, as illustrated in Figure 13. The trains' live loads considered in this analysis refer to the cases of the actual train live load and also for the future train live load for cases in which the train is loaded (Vehicle 03) and unloaded (Vehicle 04). Further, these results were compared with the live load considered in the original bridge design, in which the loaded train-type considered was Cooper E80 (Vehicle 05).

Like the work of Ermopoulos and Spyrakos [17] to verify the accuracy of the results obtained from the three-dimensional finite element model, the analytically estimated characteristic results were compared with the experimental ones. In the analytical procedure



tigue strength functions and *S-N* curves to find the resisting stress cycles for these materials the fatigue analysis can be carried out. Therefore, for a more accurate result the principle stress strain relationship must be considered. The fatigue lifetime is the inverse of the maximum damage and is expressed in pairs of trains (loading blocks) and in years, considering the passage of 18 trains per day. The lifetime for the current train load is slightly higher than that for the future load. It is noteworthy that these lifetimes were estimated using the characteristic strength of concrete specified in the project, 18.0 MPa, for both operational and future trains. The other sections were also analyzed for fatigue and the results related to lifetime indicated that there is no risk of structural failure by materials fatigue, excepting a more rigorous analysis.

# 5. Results comparison

Initially, to prove the convergence of the final model using the finite element method (FEM), the computational results were compared to the original calculation memory results found in 1986. It was ob-





strains were calculated on the same sections monitored with strain gauges. A small part of the strain history at a point instrumented is presented. In this instrumented point two strain histories are shown, one is that obtained in situ from the strain gauges installed on the stringers concrete surface and the other signal refers to strains from theoretical influence lines provided by the program SAP2000® with the vehicles passages, from which the historical record of internal forces and strains were determined. Figure 14 shows the computational response (left side) and the strain gauge experimental sign on concrete surface for comparisons, both related to the operational loaded train at the middle span cross section of the stringer between columns P1 and P2. Although the peaks observed in the computational response, caused by the passage of the two front locomotives on the previous (first peak) and next span, and not detectable by the strain gauge probably due to cracks on the upper concrete surface near the sensor, even so the results were close for the wagons' passage.

# 6. Conclusions

Considering the design envelopes for live and dead loads, it can be concluded that increases in structural strain occur when comparing the results for the current operational and future trains, both loaded, and that such loadings are less than the design resistance for all stringers' cross sections. Regarding the fatigue lifetime, the estimated results considering the design compressive strength (18.0 MPa) allow to state that the structure is safe for both trains, but further analysis must be done taking into account shear strength, stress combination of bending and shearing, cracking and creep effects, for example. The average experimental results from axial compression and elastic modulus tests on concrete were higher than those used in the structural design. Finally, the methodology applied to analyze the overall structural behavior was satisfactory in an absence of a nonlinear computational analysis considering the existing damages.

# 7. Acknowledgments

The authors acknowledge the financial support of FAPESPA, VALE, CAPES, CNPq and IPEAM at all stages of this work.

## 8. References

- [01] Araujo, M. C.; Cai, S. C. S.; Teixeira, P. W. G. N.; Neiva, V. M. Transversal loadings distribution in precast concrete bridges – evaluation of the transversal beams influence using the NBR 6118:2003 prescriptions, LaDOTD and solid finite element models. *1st National Encounter of Research Design and Production in Concrete*, Sao Carlos, UFSCar., Sao Carlos, CD-Rom, 2005. (in Portuguese)
- [02] Orcesi, A. D.; Frangopol, D. M.; Kim, S. Optimization of a bridge maintenance strategies based on multiple limit states and monitoring. *Engineering Structures*, 32(3), 627-640, 2009.
- [03] Furuta, H. Bridge reliability experiences in Japan. Engineering Structures, 20(11), 972-978, 1998.
- [04] Canovas, M.F. Pathology and therapy of reinforced concrete. *Pini*, São Paulo, 1988. (in Portuguese)
- [05] Cascudo, O. The control of corrosion of reinforcement in concrete: electrochemical and inspection techniques. *Pini*, São Paulo, 1997. (in Portuguese)
- [06] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7584 Hardened concrete: evaluation of surface hardness by rebound hammer reflection – test method. *Brazilian Association* of technical Standards, Rio de Janeiro, 2012. (in Portuguese)
- [07] American Society for Testing and Materials. ASTM C42 – Test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete. *American Society for Testing and Materials*, United States, 1991.
- [08] Brazilian Association of technical Standards. NBR 8522 Concrete: Determination of the elasticity modulus by compression. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2008. (in Portuguese)
- [09] Malhotra, V. M. In situ/Nondestructive testing of concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1984.
- [10] Brazilian Association of technical Standards. NBR 5739 Concrete: Compression test of cylindrical specimens – method of test. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2007. (in Portuguese)
- Brazilian Association of technical Standards. NBR 6118
  Design of concrete structures. *Brazilian Association of*

technical Standards, Rio de Janeiro, 2014. (in Portuguese)

- [12] European Committee for Standardization. Eurocode 2 Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium, 2004.
- [13] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7187 Reinforced and prestressed concrete bridges – procedure. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2003. (in Portuguese)
- [14] Cai, S. C. S.; Deng, L. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *Engineering Structures*, 31(10), 2474-2485, 2009.
- [15] Pfeil, W. Reinforced Concrete Bridges, *Technical and Scientific Books*, Rio de Janeiro, 1985.
- [16] Leander, J.; Andersson, A.; Karoumi, R. Monitoring and enhanced fatigue evaluation of a steel railway bridge. *Engineering Structures*, 32(3), 854-863, 2009.
- [17] Ermopoulos, J; Spyrakos, C. C. Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge. *Engineering Structures*, 28, 783-792, 2006.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Structural assessment of a RC Bridge over Sororó river along the Carajás railway

# Avaliação estrutural da ponte sobre o rio Sororó na ferrovia Carajás



J. C. L. MATOS <sup>a</sup> cristinomatos@globomail.com

V. H. L. BRANCO <sup>b</sup> brancovh@yahoo.com.br

> A. N. MACÊDO ° anmacedo@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA <sup>d</sup> denio@ufpa.br

# Abstract

The Carajás railway is operated by Vale SA and is used to transport the Brazilian production of iron ore mine located in the state of Pará until Itaqui harbor in Maranhão state. With 892 km in length, the railway will be doubled due to the prospect of increased production, which requires verification of the structures of bridges to ensure safety under loading up to 23% larger. The railway bridge in reinforced concrete has five hyperstatic spans with 25 m long and was built over Sororo river in the southeast of Pará. To better evaluate its structural elements were monitored with strain gages and the concrete was characterized by non-destructive and destructive testing on the structure. This information was used in a computer model to estimate the future structural behavior. The methodology was satisfactory as the estimated structural performance for future loadings, meeting the recommendations of the Brazilian technical standards.

Keywords: concrete structures, bridge, railroad.

# Resumo

A ferrovia Carajás é operada pela Vale SA e é utilizada para transportar a produção brasileira de minério de ferro da mina localizada no estado do Pará até o porto de Itaqui no estado do Maranhão. Com 892 km de comprimento, a ferrovia será duplicada devido à perspectiva de aumento da produção, o que requer a verificação das estruturas de suas pontes visando garantir a segurança sob carregamento até 23% maior que o atual. A ponte ferroviária em concreto armado apresenta cinco vãos hiperestáticos com 25 m de comprimento cada e foi construída sobre o rio Sororó, na região sudeste do Estado do Pará. Para melhor avaliar seu desempenho estrutural sob carregamentos atuais, diversos elementos e estruturais foram monitorados com extensômetros elétricos de resistência e o concreto foi caracterizado através de ensaios não destrutivos e destrutivos na estrutura. Estas informações foram empregadas em um modelo computacional para auxiliar na estimativa do comportamento estrutural futuro. A metodologia mostrou-se satisfatória, assim como o desempenho estimado da estrutura para os futuros carregamentos, atendendo às recomenda da comenda da secure das normas técnicas brasileiras.

Palavras-chave: estruturas de concreto, ponte ferroviária, estrada de ferro.

Received: 02 Sep 2014 • Accepted: 18 Feb 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil

# 1. Introdução

A Estrada de Ferro Carajás (EFC) está localizada no norte do Brasil e é operada desde 1985 pela multinacional Vale SA, que é uma das maiores empresas de mineração do mundo e a maior produtora de minério de ferro. A maioria das pontes ao longo EFC são estruturas de concreto armado com longarinas espaçadas de 2,0 m a 3,0 m, a fim de possibilitar a construção do tabuleiro com uma espessura de 200 mm a 250 mm [1]. Estas pontes requerem programas de manutenção estratégica, uma vez que estão localizadas em um meio ambiente agressivo e sob frequente crescimento da demanda de tráfego, ambos podendo contribuir para a deterioração progressiva da sua estrutura [2]. Neste contexto, o diagnóstico das condições reais destas pontes é fundamental para o estabelecimento de programas racionais de manutenção, com foco na escolha do melhor método de reabilitação estrutural, uma vez que a interrupção do tráfego pode levar a grandes perdas econômicas [3].

Este artigo apresenta uma metodologia utilizada para avaliar a integridade estrutural de pontes de concreto armado ao longo da EFC. Esta metodologia envolve etapas de campo, com a realização de ensaios "in situ", além de uma fase analítica, desenvolvida através de modelagens computacionais com softwares baseados no método dos elementos finitos. Esta metodologia e os resultados destas atividades são descritos tendo como base as atividades desenvolvidas na ponte sobre o rio Sororó, geograficamente localizada nos pontos -5.440702° (lat.) e -49.134550° (long.), no estado do Pará. A integridade estrutural desta ponte foi avaliada através de ensaios de pacometria realizados para confirmar as armaduras existentes e seus cobrimentos, ensaios de esclerometria e extração de testemunhos, necessários para a determinação das propriedades mecânicas atuais do concreto, e monitoramento de partes da estrutura com *strain gauges* para avaliar a resposta estrutural da ponte quando submetida a carregamentos móveis. Além disso, foi realizada uma análise linear-elástica para verificar a segurança do projeto original da ponte e para avaliar se o seu desempenho sob cargas futuras está dentro dos limites impostos pelas normas de projeto brasileiras ou se é necessária intervenção estrutural.

#### 1.1 Características gerais da ponte e do trem-tipo

A ponte foi construída na década de 1990 com estrutura em concreto armado moldado no local. De traçado reto e inclinação vertical de 0,4%, a ponte apresenta comprimento total de 153 m, divididos em 05 vãos hiperestáticos com 25 m e dois encontros com 14 m de comprimento (Figura 1). A secção transversal do tabuleiro é do tipo "pi", composta por duas longarinas de altura constante e monoliticamente ligadas à laie. Esta laie apresenta largura de 5,8 m e espessura central de 250 mm, servindo de apoio para a estrada de ferro, lastro de pedra britada, corrimões metálicos e apresenta canais laterais para drenagem, sendo que os segmentos de laje em balanço apresentam abrigos a cada 10 m e são utilizados para apoiar postes metálicos. A Figura 2 apresenta fotografias e desenhos esquemáticos da superestrutura e subestrutura da ponte. A subestrutura é composta por quatro pilares retangulares com seção transversal medindo (1,0 m x 2,8 m) e 5,0 m de altura, apoiados sobre tubulões com fuste e base circulares com diâmetros de 1,4 m e 3,2 m, respectivamente. Cada encontro da ponte apresenta quatro paredes transversais e duas longitudinais sobre um bloco apoiado em oito tubulões. Uma junta de dilatação foi posicionada sobre o pilar P3.





Quanto ao trem-tipo, atualmente a locomotiva mais utilizada no transporte de minério de ferro na EFC é a DASH9, com peso de 1.800 kN. Já os vagões mais utilizados na EFC são do tipo GDT, que são vagões do tipo gôndola que permitem a operação de descarga sem o desengate da composição. O vagão GDT carregado pesa 325 kN / eixo e 53 kN / eixo quando descarregado. O trem real usado é formado por 2 locomotivas + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões. A Figura 3 mostra as dimensões destas locomotivas e vagões.

# 2. Materiais e métodos

#### 2.1 Inspeção visual

Foram observadas fissuras nas faces externas das longarinas du-



rante a inspeção visual da ponte. No meio do vão estas fissuras eram predominantemente verticais, inclinando-se ligeiramente nas secções perto dos apoios, mas distantes da superfície inferior. Estas fissuras são mais visíveis nas faces exteriores das longarinas, com poucas sendo observadas nas faces internas. Independentemente da natureza do processo de fissuração (flexão, cisalhamento, retração, etc.), a indicação é para seu tratamento, uma vez que elas podem favorecer a despassivação das armaduras [4]. Na superfície das vigas transversais (transversinas) também foram observadas fissuras com sinais de eflorescência e percolação de água, sem no entanto, terem sido observados sinais evidentes de corrosão. No entanto, esses danos também precisam ser tratados a fim de garantir que a ponte atinja sua vida útil, como destacado na literatura técnica [5].

#### 2.2 Ensaios não-destrutivos

Por ensaios não destrutivos entende-se uma variedade de técnicas usadas para definir propriedades de um material sem causar danos. Com o objetivo de determinar a resistência à compressão do concreto no momento atual, foram realizados ensaios de esclerometria com um Martelo de Schmidt, o gual avalia a dureza superficial do concreto (índice esclerométrico). Com isso, é possível determinar, através de correlações com curvas de calibração, a resistência à compressão do concreto na área ensaiada. Antes de executar a esclerometria, os elementos estruturais foram escaneados a fim de determinar a posição das armaduras, verificando-se que as armaduras seguem corretamente o especificado no projeto original. A esclerometria foi realizada no pilar P2, nos blocos de fundação, na laje do tabuleiro, nas longarinas e nos encontros da ponte. A resistência do concreto foi determinada seguindo as recomendações da norma brasileira [6] e serviu como dado de entrada para as análises estruturais realizadas.

#### 2.3 Ensaios destrutivos

Ensaios destrutivos são aqueles realizados até a falha do espécime. Estes testes provocam danos a elementos da estrutura, de modo a permitir a extração de amostras para realizar ensaios em

Tabela 1 – Resultados de ensaios de esclerometria				
Elemento estrutural	Área	f <sub>c</sub> (MPa)		
Encontro 01	1	60,8		
Encontro 01	2	57,1		
Laje do tabuleiro	1	45,8		
Laje do tabuleiro	2	43,6		
Bloco B3	1	46,0		
Bloco B3	2	46,0		
Pilar P2	1	57,8		
Pilar P2	2	56,6		

laboratório. Apenas dois tipos de testes destrutivos foram realizados durante a avaliação estrutural da ponte. Um desses ensaios foi realizado com o objetivo de verificar o grau de carbonatação do cobrimento de concreto das armaduras. O outro teste envolveu a extração de amostras de concreto (testemunhos) para realizar ensaios de compressão e de tração por compressão diametral. Os testes de carbonatação exigiram a remoção de partes selecionadas do cobrimento de concreto das longarinas e das lajes do tabuleiro. Depois disso, verificou-se a alcalinidade do concreto ao aplicar-se fenolftaleína na superfície. Os testes mostraram que o concreto apresenta nível de alcalinidade adequado, como mostra a Figura 4a.

Muitos fatores podem influenciar os resultados de ensaios de dureza da superfície do concreto (esclerometria), como a rugosidade da superfície, a umidade e condições de posicionamento do equipamento. Por estas razões, decidiu-se avaliar a resistência à compressão do concreto através de ensaios de compressão axial em testemunhos extraídos de elementos da estrutura, utilizando uma extratora diamantada [7], como mostrado na Figura 4b, para fins de comparação com e validação da esclerometria. Foram extraídos oito testemunhos: 2 do encontro E1; 2 da laje de tabuleiro, 2 do pilar P2; e 2 da fundação



	Tabela	2 - Propriedades	mecânicas do co	oncreto	
Elemento estrutural	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>c'</sub> (MPa)	E <sub>c, NBR</sub> (GPa)	E <sub>c, EC2</sub> (GPa)	E <sub>c, Exp.</sub> (GPa)
Encontro 01	58,9	47,5	36,5	38,8	35,7
Laje do tabuleiro	44,7	42,6	31,8	35,4	33,8
Bloco B3	46,0	33,4	32,3	35,8	38,3
Pilar P2	57,2	54,6	36,0	38,5	39,9

B3. Foram extraídos testemunhos cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento, com os pontos de perfuração sendo selecionados cuidadosamente de modo a evitar as barras de aço. Durante os ensaios as deformações dos testemunhos foram medidas por dois extensômetros do tipo "clip gage" (Figura 4c) para a determinação do módulo de elasticidade do concreto, de acordo com as recomendações adotadas no Brasil [8].

#### 2.4 Resultados experimentais

Os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto através de ensaios de esclerometria ( $f_c$ ) foram superiores aos valores obtidos através de ensaios destrutivos nos testemunhos de concreto extraídos da ponte ( $f_c$ ), especialmente para o caso do bloco de fundação B3 (27%). No entanto, considera-se que a diferença percentual entre estes resultados está próxima do limite superior de uma faixa admitida como aceitável na literatura [9], na qual diferenças em torno de 25% para ensaios "in situ" são considerados dentro da normali-

dade. Em geral, a resistência à compressão do concreto atual é, em média, 2,7 vezes maior do que a resistência característica de projeto, especificada na época em apenas 18 MPa. A Tabela 2 mostra os resultados médios de resistência à compressão obtidos através de ensaios de esclerometria e testes de compressão axial realizados em laboratório, executados de acordo com as recomendações da NBR 5739 [10]. A Tabela 2 também apresenta comparações entre os resultados médios experimentais para o módulo de elasticidade do concreto com os resultados teóricos obtidos com as recomendações da NBR 6118 [11] e EC2 [12]. A Figura 5 mostra as curvas características obtidas durante os ensaios para determinação dos módulos de elasticidade dos testemunhos T1 e T2 retirados do pilar P2.

# 3. Modelo computacional

Uma análise linear elástica por elementos finitos da ponte foi realizada com o intuito de comparar os resultados computacionais e os obtidos com a instrumentação. A simulação computacional foi realizada com



Tabela 3 – Cargas por eixo do trem tipo					
Situação	Locomotiva DASH 9	Vagão GDT carregado	Vagão GDT descarregado		
Atual	300 kN/eixo (1.800 kN)	325 kN/eixo (1.300 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)		
Futura	300 kN/eixo (1.800 kN)	400 kN/eixo (1.600 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)		

o software SAP2000<sup>®</sup> e três tipos diferentes de elementos foram utilizados para modelar a ponte, elemento de barra, de placa (4 nós) e sólido (8 nós).. Foram feitos três modelos computacionais, desde um inicial simplificado para definição de parte da instrumentação até um final mais refinado para análise de todos os elementos estruturais. No primeiro modelo, o deck e os pilares foram modelados com elemento de barra e os encontros e as fundações como nós fixos. No segundo modelo os encontros e as fundações foram modelados com elementos sólidos e os apoios como molas. Por fim, no terceiro modelo, o deck, composto pelas longarinas e tabuleiro, foi modelado com elemento de placa. Este último modelo mostrou-se mais realístico e por este motivo foi escolhido para representar a simulação da ponte.

#### 3.1 Cargas permanentes

Em função do peso específico dos materiais e da geometria dos elementos estruturais, o programa computacional calcula o peso próprio da estrutura. No caso do lastro (42,2 kN/m), argamassa sobre a laje do tabuleiro (5,5 kN/m), canaletas (6,5 kN/m), guarda--corpo (0,3 kN/m), trilhos, dormentes e acessórios (7,9 kN/m), foi considerado um carregamento de 62,4 kN/m distribuído ao longo do eixo longitudinal central da ponte.

#### 3.2 Cargas acidentais

#### 3.2.1 Ações verticais

A produção de minério de ferro irá aumentar, causando impacto direto no carregamento das ferrovias e das pontes de Carajás. Apesar do acréscimo de carga, será mantida a mesma locomotiva, vagões e as composições utilizadas atualmente. A Tabela 3 mostra a comparação entre as cargas atuais e futuras nas composições das locomotivas e vagões. No que diz respeito aos efeitos dinâmicos causados pelas cargas móveis, a norma brasileira para pontes, NBR 7187 [13], permite uma análise simplificada, onde um coeficiente de impacto  $\phi$  é utilizado para amplificar a carga estática, de acordo com a Equação (1). Conforme mostra a equação, o valor de φ é definido basicamente em função do vão teórico (I=25 m) entre os apoios na direção longitudinal e, apesar de excessivamente simples e de não representam adequadamente a realidade, principalmente se as imperfeições da ferrovia e das rodas do trem não são consideradas na análise dinâmica [14], o coeficiente de impacto foi utilizado na análise computacional deste trabalhoem uma análise pseudo-estática simplificada.

$$\varphi = 0,001 \cdot [1.600 - (60 \cdot \sqrt{l}) + (2,25 \cdot l)] = 1,356$$

(1)

#### 3.2.2 Ações horizontais

A ação transversal do vento foi considerada através de um momento torçor (M) por unidade de comprimento aplicado longitudinalmente à ponte, no centro de gravidade do tabuleiro, como mostra Figura 6. Para a determinação deste esforço, considerou-se a ação do vento (pressão de 0,98 kN/m<sup>2</sup> com a ponte carregada) da base da longarina até o topo do vagão, totalizando uma altura de 7,3 m., possibilitando a determinação da força Q por unidade de comprimento. Para considerar o efeito da força provocada pela frenagem ou aceleração do trem-tipo sobre a estrutura foi adotada apenas uma fração da carga móvel no sentido longitudinal, sem considerar o coeficiente de impacto, aplicada no topo dos trilhos. A NBR 7187 [13] recomenda o maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para a frenagem ou 25% do peso dos eixos motores para a aceleração. Na memória de cálculo original da ponte a força de frenagem foi considerada apenas no encontro, sendo dispensada no restante da superestrutura, e o mesmo foi feito no modelo computacional. Os valores adotados para esta ação foram de 7.349 kN, 9.044 kN e 75 kN para o trem-tipo operacional carregado, futuro carregado e descarregado, respectivamente. Ainda de acordo com a NBR 7187 [13], o choque lateral das rodas pode ser equiparado a uma força horizontal perpendicular ao trem tipo, com um valor característico igual a 20% da carga do eixo mais





carregado. Este procedimento também foi empregado na memória de cálculo do projeto. Os valores dessa força foram 65 kN, 80 kN e 60 kN para o trem-tipo operacional carregado, futuro carregado e descarregado, respectivamente. Já os efeitos da retração e da temperatura foram supostos considerando apenas o encurtamento do material. De acordo com a NBR 6118 [11], pode-se adotar o valor de 10<sup>-5/o</sup>C para o coeficiente de dilatação térmica do concreto. Para a retração de peças correntes de concreto armado, a norma supracitada recomenda que se adote uma deformação correspondente a variação de temperatura de 15°C. A norma também recomenda uma variação de temperatura de 10°C a 15°C para elementos com a menor dimensão inferior a 500 mm para representar o efeito somente da dilatação ou encurtamento térmico. Adotou-se, então,

Tabela 4 - Rigidez dos aparelhos de apoio			
Rigidez	Valor (kN/m)		
Axial (z)	26.160.000		
Cisalhante (x)	15.630		
Cisalhante (y)	15.630		
Rotacional (z-z)	125		
Rotacional (x-x)	71.530		
Rotacional (y-y)	209.300		

uma variação de temperatura de 25°C para considerar os efeitos da retração e temperatura sobre a estrutura. Os esforços horizontais equivalentes, locados no topo de cada pilar, podem ser calculados pelo produto destes parâmetros, ou seja, o coeficiente de dilatação térmica, a variação de temperatura, o comprimento do elemento estrutural e a rigidez média do apoio (pilar). A entrada de dados do programa computacional exige apenas que seja fornecida a variação de temperatura, uma vez que as demais propriedades dos elementos estruturais são computadas automaticamente através da geometria e propriedades dos materiais que os compõem.

#### 3.3 Condições de contorno

No modelo computacional os aparelhos de apoio flexíveis, de neoprene, foram modelados segundo as recomendações do projetista, assumindo que os pilares e os encontros são apoiados em blocos sobre tubulões. O seu comportamento estrutural foi simulado usando elementos de barras rígidas (com rigidez semi-infinita) e cinco elementos de mola que simularam os aparelhos de apoio no topo dos pilares P1, P2, P3 e P4, como mostra a Figura 7. A Tabela 4 apresenta a rigidez à translação e à rotação dos aparelhos de apoio, as quais foram calculadas segundo as recomendações apresentadas em [15]. O módulo de elasticidade transversal do neoprene foi 1 MPa e o seu coeficiente de Poisson (u) foi 0.5. De acordo com o projeto executivo, molas foram inseridas alternadamente a cada 1.0 m ao longo da profundidade dos tubulões, objetivando simular a interação *solo-estrutura*, ou seja, objetivando simular

Tabela 5 – Parâmetros do concreto utilizados em projeto					
Parâmetro	Valor				
Resistência característica	18,0 MPa				
Módulo de elasticidade	27,5 GPa				
Densidade	24,5 kN/m²				

o comportamento da fundação. Para determinar os coeficientes de rigidez do solo os resultados dos testes de penetração (*Standard Penetration Test - SPT*) foram analisados e aplicados na simulação numérica. O módulo de reação do solo não é uma propriedade relacionada apenas com as propriedades do próprio solo, depende também das características da fundação e varia com a profundidade da mesma para cada camada "homogênea" e com a distribuição do carregamento. O módulo de reação do solo pode ser obtido através de procedimentos típicos, tais como: a) métodos experimentais, b) análise computacional sofisticada e c) modelos teóricos simplificados.

#### 3.4 Propriedades do concreto

Na análise computacional a resistência do concreto à compressão  $(f_{ck})$  foi admitido como 18 MPa, o qual foi o valor adotado no projeto original. O valor do módulo de elasticidade do concreto usado na análise numérica foi determinado pela Equação (2), que era uma recomendação da NBR 6118 [11] e usada no projeto original da estrutura em 1986. A Tabela 5 apresenta as propriedades do material adotadas na análise.

$$E_{ci} = 5.940 \cdot \sqrt{(f_{ck} + 3.5 MPa)} = 27.5 GPa$$
 (2)

#### 4. Resultados preliminares

#### 4.1 Análise das seções transversais

Para determinar a resistência à flexão e ao cisalhamento das pecas, uma rotina computacional auxiliar foi desenvolvida. Nesta rotina, cada seção transversal é discretizada em lamelas, incluindo as barras das armaduras, para verificar o estado limite de serviço e último. Nestes cálculos, os modelos constitutivos do concreto e do aço foram os recomendados pela NBR 6118 [11]. A Figura 8 apresenta as envoltórias dos momentos fletores de cálculo para os diferentes casos de combinação e a resistência à flexão das longarinas. As envoltórias de cálculo dos momentos fletores foram obtidas admitindo os seguintes casos de carregamento: o Veículo 01 representa o caso atual de carregamento com o trem carregado, assumindo 325 kN/eixo; o Veículo 02 representa o caso atual de carregamento com o trem descarregado, assumindo 52.5 kN/ eixo; o Veículo 03 representa o caso de carregamento futuro, assumindo 400 kN/eixo. Na Figura 8, o Veículo 04 (max) e (min) representam a resistência à flexão das longarinas como função das armaduras negativas e positivas. A resistência à flexão das longarinas variou ao longo do seu comprimento devido à variação das armaduras. A Figura 8 mostra que a resistência à flexão das longarinas é maior que o momento de cálculo causado pelos casos de carregamento atual e futuro. A Figura 9 apresenta a envoltória das forças cortantes de cálculo para os casos de Veículo 01 e 03. Esta figura também mostra a resistência ao esforço cortante das longarinas (Veículo 04) considerando que a sua largura varia ao longo do vão. Mais uma vez é possível verificar que a resistência ao cisalhamento é maior que a força cortante de cálculo para os diferentes casos de carregamento.

#### 4.2 Fadiga

Para determinar a vida útil de fadiga das longarinas, inicialmente considerou-se a variação do momento fletor devido à passagem do trem com as características atuais e futuras de carregamento,





conforme mostra a Tabela 3. A partir da variação do momento fletor foi possível determinar as deformações a partir das tensões em qualquer ponto da seção transversal da longarina. Segundo a NBR 6118 [11] e EC2 [12] devem ser determinadas as tensões máxima e mínima em uma área que não exceda a distância de 300 mm dos extremos da seção transversal. A Figura 10 mostra a tensão de compressão teórica no concreto e a tensão de tração teórica nas armaduras longitudinais da seção próxima do apoio (região mais solicitada), devido à passagem do trem com as características atuais de carregamento. Para uma análise preliminar de fadiga, o critério apresentado pela NBR 6118 [11] foi utilizado. De acordo com esta norma, a verificação do concreto à fadiga é garantida se a tensão de compressão máxima no concreto (corrigida em função do gradiente das tensões de compressão) não exceder uma tensão limite de fadiga de 45% de  $f_{cd}=f_{cd}/1.4$ . Esta verificação é mostrada na Figura 11, onde a tensão corrigida é apresentada em modulo (valor positivo indica compressão). A tensão limite de fadiga foi calculada em 5.8 MPa, sendo assim, de acordo com a NBR 6118 [11], apenas as tensões provenientes da carga permanente já estariam próximas deste limite na seção transversal mais carregada. É necessário notar que este critério é conservador, uma vez que não considera a variação das tensões e, segundo Leander *et al.* [16], os intervalos de tensão quando calculados com métodos simplificados, cargas e fatores de distribuição resultam em vida útil de fadiga reduzida.

Conforme mencionado, deve ser ressaltado que a verificação do estado limite de fadiga proposto pela NBR 6118 [11] é baseado no estado limite de fadiga do EC2 [12] (item 6.7), o qual apresenta três métodos de verificação com diferentes níveis de refinamento e precisão. Infelizmente, para a verificação de fadiga do concreto, a NBR 6118 [11] apresenta somente uma metodologia simples que conduz a resultados conservadores. Diferentemente, o EC2 [12] recomenda a metodologia simplificada apenas como uma análise preliminar se os outros dois métodos mais refinados não são usados. Por esta razão, o critério de fadiga da NBR 6118 [11] não foi atendido e utilizou-se o critério mais refinado do EC2 [12], cujos resultados são apresentados na sequência. No método mais refinado, o EC2 [12] sugere usar o algoritmo *Rain Flow* para contar





#### 5. Resultados

Para confirmar a convergência do modelo final usando o método dos elementos finitos, os resultados computacionais foram comparados com os resultados da memória de cálculo originais obtidos em 1986. Foi observado que para as longarinas os resultados para a força cortante e momento fletor (Figura 12) devido à carga permanente foram próximos da memória de cálculo. Nesta figura a ponte está dividida em 51 seções ao longo do eixo longitudinal. Quando os efeitos causados pela passagem do trem tipo são considerados, pode ser observado no pilar P2 um valor maior de força axial, com forte convergência entre os resultados da memória de cálculo (Veículo 02) e o modelo computacional (Veículo 01 carregado) para a envoltória máxima, como mostra a Figura 13. As cargas acidentais dos trens consideradas nesta análise referem-se à condição de carregamento atual e futura para os casos carregados (Veículo 03) e descarregados (Veículo 04). Além disto, estes resultados também foram comparados com a carga acidental considerada



os ciclos de tensão. Neste algoritmo é possível estabelecer um contador de ciclos de tensões no concreto e no aço da armadura, e assim, a análise de fadiga pode ser realizada utilizando-se uma função de resistência à fadiga e uma curva S-N para encontrar o ciclo de tensão resistente destes materiais (concreto-aço da armadura). Para estabelecer resultados mais preciso, deve-se considerar a relação tensão-deformação. A vida útil de fadiga é o inverso do dano máximo e é expresso em par de trens (blocos de carga) e em anos, considerando a passagem de 18 trens por dia. A vida útil das características atuais de carregamento é ligeiramente maior que o carregamento futuro, entretanto, é importante salientar que estas vidas úteis foram estimadas usando a resistência característica do concreto especificada em projeto, 18 MPa, para as características atuais e futuras de carregamento dos trens. Além das seções mais solicitadas, outras seções também foram analisadas à fadiga e os resultados relacionados à vida útil indicaram que não há risco estrutural de ruína por fadiga do material, com exceção de uma análise mais rigorosa.





no projeto original da ponte, na qual o trem tipo carregado foi o Cooper E80 (Veículo 05).

Semelhante ao trabalho de Ermopoulos e Spyrakos [17], para verificar a precisão dos resultados obtidos com a análise tridimensional em elementos finitos, os resultados computacionais foram comparados com os resultados experimentais obtidos nas mesmas seções monitoradas com extensômetros. Vários pontos foram instrumentados, mas somente dois pontos da longarina são apresentados, ambos no vão central entre os pilares P1 e P2 e sob a condição de carga operacional do trem (Figura 14). As deformações experimentais foram menores que as encontradas com a análise elástica, provavelmente devido ao comportamento não linear, levando à redistribuição das tensões experimentais ou imprecisões quando se calcula o carregamento teórico e o fator de impacto para alimentar o modelo.

# 6. Conclusões

Considerando as envoltórias de projeto para as cargas permanentes e acidentais, verificou-se que quando se comparam os resultados das características operacionais atuais e futuras dos trens carregados, há acréscimos nas deformações. Entretanto, estas cargas são menores que a resistência de projeto em todas as seções transversais das longarinas. No que diz respeito à vida útil de fadiga, os resultados estimados consideram a resistência à compressão do concreto de projeto (18 MPa) e confirmam a segurança estrutural para ambas as situações operacionais de trem. Entretanto, análises adicionais devem realizadas para avaliar-se a resistência ao cisalhamento, às tensões combinadas de flexo-cisalhamento e os efeitos da fissuração e da fluência. Os resultados experimentais médios obtidos nos ensaios de compressão axial e módulo de elasticidade do concreto foram maiores que aqueles usados no projeto estrutural. Finalmente, a metodologia aplicada para analisar o comportamento global da estrutura foi satisfatória na ausência de uma análise numérica não linear que considere os danos existentes.

# 7. Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio financeiro da VALE, CAPES, CNPq e IPEAM em todos os estágios deste projeto.

## 8. Referências bibliográficas

- [01] Araujo, M. C.; Cai, S. C. S.; Teixeira, P. W. G. N.; Neiva, V. M. Transversal loadings distribution in precast concrete bridges – evaluation of the transversal beams influence using the NBR 6118:2003 prescriptions, LaDOTD and solid finite element models. *1st National Encounter of Research Design and Production in Concrete*, Sao Carlos, UFSCar., Sao Carlos, CD-Rom, 2005. (in Portuguese)
- [02] Orcesi, A. D.; Frangopol, D. M.; Kim, S. Optimization of a bridge maintenance strategies based on multiple limit states and monitoring. *Engineering Structures*, 32(3), 627-640, 2009.
- [03] Furuta, H. Bridge reliability experiences in Japan. Engineering Structures, 20(11), 972-978, 1998.
- [04] Canovas, M.F. Pathology and therapy of reinforced concrete. *Pini*, São Paulo, 1988. (in Portuguese)
- [05] Cascudo, O. The control of corrosion of reinforcement in concrete: electrochemical and inspection techniques. *Pini*, São Paulo, 1997. (in Portuguese)
- [06] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7584 Hardened concrete: evaluation of surface hardness by rebound hammer reflection – test method. *Brazilian Association* of technical Standards, Rio de Janeiro, 2012. (in Portuguese)
- [07] American Society for Testing and Materials. ASTM C42 – Test method for obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete. *American Society for Testing and Materials*, United States, 1991.
- [08] Brazilian Association of technical Standards. NBR 8522 Concrete: Determination of the elasticity modulus by compression. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2008. (in Portuguese)
- [09] Malhotra, V. M. In situ/Nondestructive testing of concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1984.
- [10] Brazilian Association of technical Standards. NBR 5739 Concrete: Compression test of cylindrical specimens – method of test. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2007. (in Portuguese)
- Brazilian Association of technical Standards. NBR 6118
  Design of concrete structures. *Brazilian Association of*

technical Standards, Rio de Janeiro, 2014. (in Portuguese)

- [12] European Committee for Standardization. Eurocode 2 Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium, 2004.
- [13] Brazilian Association of technical Standards. NBR 7187 Reinforced and prestressed concrete bridges – procedure. *Brazilian Association of technical Standards*, Rio de Janeiro, 2003. (in Portuguese)
- [14] Cai, S. C. S.; Deng, L. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *Engineering Structures*, 31(10), 2474-2485, 2009.
- [15] Pfeil, W. Reinforced Concrete Bridges, *Technical and Scientific Books*, Rio de Janeiro, 1985.
- [16] Leander, J.; Andersson, A.; Karoumi, R. Monitoring and enhanced fatigue evaluation of a steel railway bridge. *Engineering Structures*, 32(3), 854-863, 2009.
- [17] Ermopoulos, J; Spyrakos, C. C. Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge. *Engineering Structures*, 28, 783-792, 2006.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity

# Avaliação do desempenho estrutural de ligações de borda em lajes lisas de concreto armado sob os efeitos da excentricidade externa



N. G. B. ALBUQUERQUE <sup>a</sup> niveagabriela@hotmail.com

> G. S. S. A. MELO <sup>a</sup> melog@unb.br

# Abstract

Although several advantages – either constructive or architectural - are assigned to flat slabs, the continuity between consecutive spans in multifloor buildings may turn slab-column connections into a critical region, due to the limited contact between both elements. When transferring moments caused by horizontal and/or vertical eccentric loads are present, these effects are even more pronounced on external panels. Specific studies on the effects of outward eccentricities are still rather scarce, although it is recognized that the codes, in general, are concerned with eventually meeting all potential cases, seeking to improve safety structural performance. Some current recommendations are based on considerable extrapolations, whose theory was originally developed for cases of asymmetric loading at internal connections and need to be consolidated with specific test data. Thus, to investigate the structural behaviour of slabs-edge columns connections, four specimens were tested, reproducing a 2,350 mm x 1,700 mm portion of a 180 mm thick reinforced concrete slab adjacent to a 300 mm x 300 mm cross section squared edge column, with a projection at the base for the imposition of eccentricities. The position of the support under the column has determined the eccentricity, defining in physical terms the interaction between bending moment and shear force, as follows: 300 mm (inward), centred (reference) and 300 mm and 400 mm (outward). Experimental results allowed to comparatively assess the performance of the specimens relating the strain measurements in steel and concrete, vertical displacements, rotations, failure mode and ultimate loads of the slabs. Results indicate that the influence of transferring moments on failure modes is much more pronounced than the shear action in the case of edge connections subjected to outward eccentricities.

Keywords: flat slabs, edge column, eccentricity, punching shear, reinforced concrete.

# Resumo

Embora diversas vantagens – construtivas e/ou arquitetônicas – Ihe sejam atribuídas, a continuidade entre vãos consecutivos de lajes lisas adotadas em projetos multipavimentos faz da ligação laje-pilar uma região crítica, dada a reduzida seção de contato entre os dois elementos. Com a transmissão de momentos devido à adição de carregamentos horizontais e/ou verticais excêntricos, esses efeitos são ainda mais pronunciados em painéis externos. Estudos específicos sobre os efeitos de excentricidades externas ainda são bastante escassos, embora se reconheça a preocupação das normas, em geral, estarem aptas a atender eventualmente todos os potenciais casos conexos, visando um desempenho estrutural seguro. Para o caso de ligações de borda, algumas das recomendações existentes são baseadas em extrapolações bastante consideráveis, cuja teoria foi originalmente desenvolvida para os casos de carregamento assimétrico em ligações internas e precisam ser consolidadas com dados experimentais específicos. Assim, para investigar o comportamento estrutural das ligações entre a laje e o pilar de borda foram ensaiados quatro specimenos individuais que reproduziram uma porção de laje de 2.350 x 1.700 mm de um pavimento de concreto armado com 180 mm de espessura em torno do pilar de borda quadrado de seção transversal 300 mm x 300 mm, dotado de uma projeção para imposição das excentricidades. A posição do apoio sob o pilar determinou a excentricidade em termos físicos, variável estudada que definiu a interação M/V, a saber: 300 mm (interna), centrada (referência) e 300 mm e 400 mm (externa). Os ensaios experimentais possibilitaram avaliar comparativamente o comportamento dos specimenos quanto às medições de deformações no aço e no concreto, deslocamentos verticais, rotações, modo de ruptura e cargas últimas das lajes. Os resultados indicam que a influência da transferência dos momentos nos modos de ruptura das lajes é muito mais pronunciada que ação do cisalhamento nos casos de ligações de borda submetidas a excentricidades e

Palavras-chave: lajes lisas, pilar de borda, excentricidade, punção, concreto armado.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Brasília – DF, Brasíl.

Received: 15 Nov 2014 • Accepted: 18 Jan 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

## 1. Introduction

Reinforced concrete flat slabs structures have been established as a viable alternative to conventional system of solid slabs, beams and columns, emphasizing its functionality and its economy. Among their advantages is that the elimination or reduction of the number of beams implies reducing materials and labour related to formwork manufacturing and wall covering, as well as promoting greater agility in executing services such as: installation of reinforcing steel, placement and compaction of concrete and removal of formwork [1]. However, it is necessary to watch out for while implementing this system, especially because among some of topics they include the possibility of failure by punching at the slab-column connection. This failure type is fragile and occurs when shear becomes critical, so that the connection behaviour is important to know about. Another noteworthy aspect regarding punching failure is that when it occurs, there is a great possibility of progressive collapse to happen throughout the structure, if it is not able to absorb the extra forces due to load redistribution.

Many studies on this subject are needed since the main international codes have differences among themselves. Conducting experimental studies is crucial to understand punching-shear phenomenon, since it allows a comparison and its suitability to code's provisions aiming a safe and economic design. When it comes to edge column connections with transferring moment the amount of existing studies is greatly reduced, and when the bending moment is the result of an outward eccentricity, the references are scarce [2], [3].

In a real situation, transferring moment can occur, for example, in a structure under the effect of earthquakes. Another cause is the existence of horizontal forces induced by wind or even a situation in which the eccentricity is foreseen by project. Generally, there are two tests that simulate a moment transferred from column to slab: those resulting from horizontal forces on the stubs of a column and those whose eccentricity is imposed under the column support, as shown in Figure 1. The last option was adopted in this work as it was considered more appropriate to the available test setup and loading apparatus. Thus, these two possible cases of transferring moment about an axis parallel to the slab edge are exemplified, defining directions as inward or outward eccentricity depending on the column rotation (that is taken as inward when the column stub extended below the slab rotates toward the interior; and as outward when the column rotates in the opposite direction).

# 2. Experimental program

#### 2.1 Design of test specimens

Punching tests here described were part of the work of Feliciano [4] and Albuquerque [5], which comprised a series containing four specimens reproducing the region of the slab around an edge column. An original and unpublished test setup was adopted regarding the definitions of boundary conditions used to perform tests of this nature; it comes, therefore, an appropriate measure, given its economic feasibility, simplicity in design, especially for representing the actual behaviour of a real structure.

The four specimens were simply supported in the largest dimension side (longitudinal direction or x-axis) of the slab, using a roller under the column base and a continuous pin near the other end. Load was applied via two hydraulic actuators attached to load cells positioned directly above the distribution beams at the ends of the shortest dimension side (transverse direction or y-axis), through four steel plates equally positioned about the centre of the jacks, as shown in Figure 2. The position of the support under the column determined the eccentricity, and the column projection was



conveniently orientated in accordance to the variable direction. Table 1 shows the eccentricity used for each specimen, considering outward eccentricity as positive.

#### 2.2 Construction of slab specimens

#### 2.2.1 Geometry

Specimens were constructed with overall dimensions of 1,700 mm by 2,350 mm and 180 mm thick slab, connected to a 300 mm by

300 mm column of 830 mm height, which extended a projection of 350 mm for imposing the support eccentricity related to the column axis, being 300 mm height of from the base of the column. Dimensions were defined in order to adapt to the existing frame arrangement in the Structures Lab at University of Brasilia. The column projection was oriented toward exterior for slabs with centred or outward eccentricity; and it was oriented toward interior when eccentricity was inward. Figure 3 illustrates a representation of the loading and the boundary conditions for slabs where projections shall comply with either shown direction.



Table 1 – Eccentricities under column supports					
Specimens	e (mm)				
LI	-300 (inward)				
L2	0 (centred)				
L3	300 (outward)				
L4	400 (outward)				

#### 2.2.2 Slab reinforcement

The slabs were reinforced to bending in both directions. Reinforcement at the top consisted of 15 bars with a diameter of 12,5 mm arranged at a spacing of 100mm in longitudinal direction, being folded as a hook at one extreme end (close to column edge) and 20 straight bars with a diameter of 16 mm arranged at a spacing of 100 mm in the transverse direction, attached to hooks at both ends. Reinforcement at the bottom consisted of 15 bars with a diameter of 16 mm arranged at a spacing of 100 mm the longitudinal direction, being folded as a hook at one extreme end (close to column edge) and 12 straight bars with a diameter of 16 mm arranged at a spacing of 200 mm in the transverse direction.

#### 2.2.3 Column reinforcement

Vertical column reinforcement was provided by adding 8 bars with a diameter of 16 mm that composed four straight bars and four "corbel" anchoring bars. As column ties, confining stirrups with a diameter of 6,3 mm were used, being spaced at 100 mm. Figure 4 schematically shows the distribution of the reinforcement in both column and slab.

#### 2.2.4 Construction sequence

The specimens have been monolithically cast at the same day with ready mix concrete with a nominal compressive strength specified in 40 MPa. Brazilian West Central region crushed aggregate was used, such as sand and gravel. The maximum coarse aggregate size was 9.5 mm. Workability test was carried out on concrete be-

Table 2 – Ultimate loads and failure modes								
Specimens	e (mm)	f' <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>ct</sub> (MPa)	E <sub>c</sub> (GPa)	V <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> (kN)	Failure mode	
L1	-300	46.8	3.4	29.3	308	437	Punching*	
L2	0	44.7	3.0	27.5	315	525	Punching	
L3	300	45.1	3.1	27.1	256	490	Flexural	
L4	400	46.0	3.3	28.5	210	420	Flexural	
* Failure with torsion characteristics at the connection								


Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity





fore it was poured into the formwork by slump cone test resulting 12 cm. Moulds were cleaned and oiled on all their contact surfaces and filled in layers with freshly mixed concrete for vibration using 25 mm diameter immersion vibrator and then curing. Compressive

strength tests, split tensile tests and elastic modulus tests were carried out on 30 cylindrical samples (100 mm x 200 mm) manufactured according to Brazilian standards NBR 5739 (2007) [6], NBR 7222 (2011) [7] and NBR 8522 (2008) [8], respectively.





# 2.3 Instrumentation of slabs

To investigate the behaviour of the slabs during the test, measurements of strain on steel and on concrete surface as well as vertical and horizontal displacements have been collected at some strategic points that when mounted at the structure (Figure 6).

KYOWA electrical resistance strain gauges were attached to steel bars in order to determine the distribution of strain within the 20 instrumented points that contained two strain gauges glued on diametrically opposite sides, in both top and bottom reinforcement arranged on x and y axes; Strain in the concrete surface was also measured at different points by adapting them to rosettes, although part of the generated data have not



seemed consistent. Because in most cases strain gauges have failed in tension, there is some evidence of cracking, damage or detachment of the sensor, and for this reason, are presented just the results of the monitored point positioned at the column inner corner.

Vertical and horizontal displacements were measured with LVDTs (linear voltage displacement transducers) from HBM type WA50, whose output was recorded and stored electronically with good accuracy. For vertical displacements measurements 15 LVDTs monitored the deflections at characteristic points on longitudinal, transverse and diagonal axes, aligned at 45 degrees from the column inner corner, where most of them were mounted underneath the slab. In addition, column rotation was detected from relative horizontal displacements readings between top and bottom stubs. Aluminium targets were glued to the concrete surface to create a better surface for reading displacements.

# 3. Testing procedures

Measured data such as strains, displacements and applied loads were processed by HBM Catman [9] software associated to HBM Spider 8 data acquisition system. All 68 channels of 9 modules were used, being controlled by 2 computers that recorded all electronic test data from LVDTs (15), steel strain gauges (40), concrete strain gauges (9) and load cells (4).

The load applied by the hydraulic jacks was monitored by the conjugated KRATOS 1,000 kN capacity load cells, that were used only to control the pump operation. The four remaining hollow load cells, from HBM type C6A, were attached to the tie rods for parity checks and reading of data redundancies.

Oil flow was driven by electric pumps, which powered two Enerpac hydraulic actuators that transmitted loading to the piston/rod assembly and, subsequently, distributed the load equally to slab by four thick steel plates. The test was carried out on the specimens incrementally up to failure, using the reaction frame anchored to the Structures Lab strong floor at the University of Brasilia. The load application system is shown in Figure 7.

# 4. Results and discussions

#### 4.1 Ultimate loads and failure modes

The test results were analysed and compared through tables and graphs. Table 2 summarizes the observed failure modes at ultimate loads, where  $V_u$  corresponds to the column support reaction (or connection capacity), calculated statically in the longitudinal direction, and  $P_u$  is the total load applied to system, considering slabs' self-weight and equipment's loading.

By comparing the results of the connection capacity ( $V_u$ ) shown by L1 and L3 it confirms the hypothesis of an outward eccentricity is more critical than inward since, although they have the same value of eccentricity, the column support reactions ( $V_u$ ) corresponds, respectively, to 308.5 kN and 255.7 kN, representing a decrease of 17.1%. A larger amplitude of total load resisted by L1 is explained by the test setup, in which the continuous pin support located on the opposite side to the column edge attracts a smaller proportion of the load. Yet, comparing systematically  $V_u$  of L2, L3 and L4, it seems that increasing the outward eccentricity leads to a reducing on the connection load capacity. Confronting the two cases of outward eccentricity, L3 and L4, the addition of 100 mm to the eccentricity imposed a reduction by 17.9% to the connection load capacity. Figure 8 illustrates this behavior.

Unlike L1 and L2, which failure were abrupt and not preceded by an increase in the deflection, specimens L3 and L4 with outward eccentricity have shown that failure modes were mainly determined by transferring load than by shear, even though failure has led to the formation of the punching cone at the end of the test.



# 4.2 Strains on flexural reinforcement

Reinforcement strains are presented in the graphs of Figure 9 to Figure 12, being plotted against the applied loads at the predefined points of instrumentation, where is indicated the first visible crack load, the failure load as well as the yield strength correspondent to the rebar of same diameter.

It was observed that the gauges on the top longitudinal bars, ELS, and top transverse bars, ETS, presented predominantly tensile strains in L1, being worth emphasizing that the column was subjected to an inward eccentricity and so vertical loading also caused tension to slab edge in both longitudinal and transverse directions at the near region of the column. Higher strains can easily be seen in the column longitudinal axis near its front face, with bars reaching yield strain. Top transverse strains in L1 were also accentuated next to the column front face. For slabs with outward eccentricity, the highest strains were collected at the gauges located on the bottom longitudinal bars, ELI, and top transverse bars, ETS, indicating a "horse saddle" effect, given its overall deformed shape. As for the slab L1 (i.e., with no eccentricity), it exhibited an intermediate behaviour between both cases.

Thus, for L2, L3 and L4, the predominance of the effects on the longitudinal direction were within the column strip, where the slab was subjected to a positive bending moment, since its bottom fibres were in tension and top fibres in compression. This behaviour is confirmed by L2, L3 and L4 load-strain graphs at the top longitudinal reinforcement, showing that by increasing eccentricity the higher are the strains around the column region, as the applied moment is greater. Only ELS1 on slabs L3 and L4 presented compressive strains, which can be explained by the fact that this gauge



was not located at bars crossing the column, so they were subject to the influence of bars on the other direction.

Load-strain graphs of L2, L3 and L4 at the top transverse bars show that the arrangement of the vertical loads generated only negative bending moment in all cases, so that tensile strain near the slab edge or next to the column frontal face may vary to a greater or lesser extent depending on the column rotation due to the eccentricity direction. As for the bottom transverse reinforcement, the graphs revealed that strain at top and bottom bars had the same sign convention in various sections of the slab. For L1 it happened to almost all instrumented points along the longitudinal direction. For L2, whose column had no moment, even presenting lower strains along the longitudinal direction, all top and bottom strains had opposite signs. The eccentricity and, consequently the column rotation, had just limited more or less the strains closest to either outside or inside (frontal) faces of the edge column.

# 4.3 Strains on concrete surface

Another graphic was constructed to represent the concrete strains versus applied load at the point where monitoring was more efficient (Figure 13). Only a gauge glued in the transverse direction presented comparable compression strains for all slabs, according to what had been explained about the slabs behaviour in connection with the gauge on steel bars.

Comparing the results of the strain gauges aligned to the column frontal face in the transverse direction is was noticed that with an increasing eccentricity to outwards, readings developed into larger strains, being higher in L3 and L4, falling by half for the same load level in



L2, and then to a lesser extent in L1, when starts to deviate from the trend and reach positive values, caused by intense local cracking. The maximum strain observed was close to -1.5 % for L3 and L4, though, it should be noted that, among the collected data that remained consistent on other points not related here, the larger strains on concrete surface occurred near the inner corner of the column axially placed at 45 degrees, reaching values that exceeded -1.5 %.

# 4.4 Column rotations

From the relative values of horizontal displacements measured at LVDT 14 and LVDT 15, it is observed that column rotates in different directions, according to the applied eccentricity which was given to the supporting point. The only specimen that reproduced inward eccentricity, L1, developed a rotation towards the outer

direction with respect to the slab, as it moved the axis of rotation away from the column centre. Despite the column of L2 is not subjected to significant bending moments, the continuity of the slab-column connection contributes in its rotation, causing it to pivot but in a small magnitude range towards the inner direction of the slab. As for the outward eccentricity specimens, results indicated that increasing the eccentricity implies a larger column rotation. However, it must be noted that as ultimate load of L4 is less than L3, the latter is allowed to rotate up to a higher level of loading, reaching higher values.

The development of the angle of column rotation can be seen in the graph of Figure 14, which represents the column rotation against load. It is apparent that the absence of eccentricity lead to a more acclivitous curve of the connection's rotation capacity, and also states that, for the same load level, the increase of outward eccen-







tricity caused the column to rotate more quickly, compared to inward.

#### 4.5 Vertical displacements

As for the vertical displacements, the deflected shape is graphically shown along the longitudinal axis (Figure 15) and transverse axis (Figure 16), both aligned on the centre lines of the column and also along the diagonal axis (Figure 17), aligned at 45 degrees from the column inner corner.

The graph of vertical displacements along the longitudinal axis for L1 shows that with the application of load, inward eccentricity caused the column to move downwards and rotate towards the outer direction of the slab, inducing a slight upward movement in the region nearby the frontal face of the column. Vertical displacements along the transverse direction of L1 have shown that due to the direction of the column rotation, displacements along the edge strip of the slab were more pronounced than its perpendicular direction.

Slabs L2, L3 and L4 presented a similar displacement pattern among

each other, increasing the magnitude of the displacements the larger the eccentricity was. Regarding L3 and L4, the slabs have deflected significantly up to the formation of the failure punching cone. Furthermore, it was apparent that larger eccentricities generated considerably increased displacements measured above the column in relation to its adjacent points in both directions, giving evidence of possible torsion on the edge connection. It was observed that the point monitored by the LVDT 13, although it should be ideally mirrored to LVDT 11, showed considerably higher values. However, by disregarding these measurements, it can be observed for all slabs that the largest displacements occur in the diagonal axis just below the loading plates (LVDT 12). Another possible observation include that the highest magnitude point tends to move from the slab mid-span towards to the edge connection vicinity along the longitudinal axis.

#### 4.6 Cracking pattern

Figure 18 illustrates the slabs resulting cracking pattern after fail-



ure, checked on both top and bottom surfaces, particularly the region nearby the edge connection since, in general, cracks followed paralleled to the alignment of the reinforcing bars on regions far from connection.

On top surface of the slab, L1 presented the first visible crack in the vicinity of the frontal face of the column at an applied system load of 60 kN, while the region next to the lateral faces of the column began to crack at a load of 100 kN. Some apparently torsional cracks were also observed, beginning at the sides of the column, following after diagonally to the slab edge and then developing through the slab thickness to converge on more distant points. These cracks occurred only in this specimen, which can be explained by the direction of rotation of the column.

Analogously to L1, a higher concentration of cracks occurred in L2 next to the column frontal face. However, in this specimen, cracks that were guided toward the slab edge had a minor slope. The first visible crack occurred at a load of 100 kN, also close to the frontal face of the column, while in the vicinity of the column sides crack occurred only at 180 kN.

L3 and L4 showed cracking pattern very similar to each other, where some cracks developed diagonally to the slab edge, although in the opposite direction L1. In these specimens the failure cone were formed closer to the column frontal face, especially in L4, which appears to be due to eccentricity. L3 specimen exhibited first cracks at a load of 60 kN and 100 kN, respectively, near frontal and lateral faces of the column, while L4 cracked at 80 kN and 160 kN.

All specimens showed similar behaviour considering the bottom surface of the slab. By dividing the slab into three longitudinal segments, the inner segment showed predominantly transverse cracks, while in the other two segments, cracks were inclined up to the edge, indicating the presence of torsion due to a different bending behaviour of the slabs in two directions.

# 5. Conclusions

Due to the small number of tested specimens, the results cannot be taken as conclusive, although it shows quite enlightening



indicatives of edge connections behaviour subjected to outward eccentricities. Points of instrumentation provided representative data from the tested slabs, which were useful in accomplishing the analysis on the eccentricity effects on slabs' behaviour. By monitoring both the top and bottom bars at the same section, it was possible to verify the strains distribution at different cross sections, compensating, to some extent, the lower efficacy of the concrete gauges glued to the slabs' soffit, which may not followed the struts directions.

Thus, among the possibilities that can be attributed to the influence of outward eccentricities on the connection strength, it was found that for large outward eccentricities: cracks' opening level is relatively higher than cases of inward eccentricities; torsional crack reaches the free edge on farthest points of connection; concrete strains are comparatively more pronounced; punching failure cone is apparently developed closer to the front face of the column; the largest displacement along the longitudinal axis is movable, tending to get closer to the edge connection as the eccentricity increases; ultimate failure loads are much more penalized in connections subjected to outward eccentricities than inward ones.

# 6. Acknowledgements

The authors would like to thank Prof. PE Regan, Emeritus Professor at the University of Westminster (London, UK), for the valuable theme suggestion and throughout this research, as well as the Brazilian Scientific and Technological Research Funding Agencies, CNPq and CAPES for the financial support.

# 7. References

- [01] WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey, NY: Prentice Hall, 6ed, 2011, 1157p.
- [02] NARASIMHAN, N. Shear reinforcement in reinforced concrete column heads, London, 1971, Thesis (PhD) - Faculty of Engineering of University of London, Imperial College of Science and Technology, 267p.
- [03] REGAN, P.E. Tests of Connections between flat slabs and edge columns, London, 1993, School of Architecture and Engineering, University of Westminster.



- [04] FELICIANO, F. M. H. Punção em lajes lisas de concreto armado com pilares de borda e excentricidade externa, Brasília, 2011, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 149p.
- [05] ALBUQUERQUE, N. G. B. Comportamento das ligações de lajes lisas de concreto armado com pilares de borda sujeitas a excentricidades interna e externas, Brasília, 2014, Tese (doutorado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 204p.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Métodos de ensaio - NBR 5739, Rio de Janeiro, 1994.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassas e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio - NBR 7222, Rio de Janeiro, 1994.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação do módulo de deformação elástica e diagrama tensão deformação – Método de ensaio - NBR 8522, Rio de Janeiro, 1994.
- [09] Catman® 4.5 Operating Manual. HBM Software. Hottinger Balswin Messtechnik GmbH. Darmstadt, Germany. 2003.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity

# Avaliação do desempenho estrutural de ligações de borda em lajes lisas de concreto armado sob os efeitos da excentricidade externa



N. G. B. ALBUQUERQUE <sup>a</sup> niveagabriela@hotmail.com

> G. S. S. A. MELO <sup>a</sup> melog@unb.br

# Abstract

Although several advantages – either constructive or architectural - are assigned to flat slabs, the continuity between consecutive spans in multifloor buildings may turn slab-column connections into a critical region, due to the limited contact between both elements. When transferring moments caused by horizontal and/or vertical eccentric loads are present, these effects are even more pronounced on external panels. Specific studies on the effects of outward eccentricities are still rather scarce, although it is recognized that the codes, in general, are concerned with eventually meeting all potential cases, seeking to improve safety structural performance. Some current recommendations are based on considerable extrapolations, whose theory was originally developed for cases of asymmetric loading at internal connections and need to be consolidated with specific test data. Thus, to investigate the structural behaviour of slabs-edge columns connections, four specimens were tested, reproducing a 2,350 mm x 1,700 mm portion of a 180 mm thick reinforced concrete slab adjacent to a 300 mm x 300 mm cross section squared edge column, with a projection at the base for the imposition of eccentricities. The position of the support under the column has determined the eccentricity, defining in physical terms the interaction between bending moment and shear force, as follows: 300 mm (inward), centred (reference) and 300 mm and 400 mm (outward). Experimental results allowed to comparatively assess the performance of the models relating the strain measurements in steel and concrete, vertical displacements, rotations, failure mode and ultimate loads of the slabs. Results indicate that the influence of transferring moments on failure modes is much more pronounced than the shear action in the case of edge connections subjected to outward eccentricities.

Keywords: flat slabs, edge column, eccentricity, punching shear, reinforced concrete.

# Resumo

Embora diversas vantagens – construtivas e/ou arquitetônicas – Ihe sejam atribuídas, a continuidade entre vãos consecutivos de lajes lisas adotadas em projetos multipavimentos faz da ligação laje-pilar uma região crítica, dada a reduzida seção de contato entre os dois elementos. Com a transmissão de momentos devido à adição de carregamentos horizontais e/ou verticais excêntricos, esses efeitos são ainda mais pronunciados em painéis externos. Estudos específicos sobre os efeitos de excentricidades externas ainda são bastante escassos, embora se reconheça a preocupação das normas, em geral, estarem aptas a atender eventualmente todos os potenciais casos conexos, visando um desempenho estrutural seguro. Para o caso de ligações de borda, algumas das recomendações existentes são baseadas em extrapolações bastante consideráveis, cuja teoria foi originalmente desenvolvida para os casos de carregamento assimétrico em ligações internas e precisam ser consolidadas com dados experimentais específicos. Assim, para investigar o comportamento estrutural das ligações entre a laje e o pilar de borda foram ensaiados quatro modelos individuais que reproduziram uma porção de laje de 2.350 x 1.700 mm de um pavimento de concreto armado com 180 mm de espessura em torno do pilar de borda quadrado de seção transversal 300 mm x 300 mm, dotado de uma projeção para imposição das excentricidades. A posição do apoio sob o pilar determinou a excentricidade em termos físicos, variável estudada que definiu a interação M/V, a saber: 300 mm (interna), centrada (referência) e 300 mm e 400 mm (externa). Os ensaios experimentais possibilitaram avaliar comparativamente o comportamento dos modelos quanto às medições de deformações no aço e no concreto, deslocamentos verticais, rotações, modo de ruptura e cargas últimas das lajes. Os resultados indicam que a influência da transferência dos momentos nos modos de ruptura das lajes é muito mais pronunciada que ação do cisalhamento nos casos de ligações de borda submetidas a excentricidades externa

Palavras-chave: lajes lisas, pilar de borda, excentricidade, punção, concreto armado.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Campus Universitário Darcy Ribeiro, Brasília – DF, Brasíl.

Received: 15 Nov 2014 • Accepted: 18 Jan 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

# 1. Introdução

O sistema estrutural com lajes lisas de concreto armado vem se estabelecendo como uma alternativa viável em relação ao sistema convencional de lajes maciças, vigas e pilares, se destacando por sua funcionalidade e economia. Entre suas vantagens pode--se destacar que a eliminação ou redução das vigas implica uma redução nos materiais e mão-de-obra relacionados à produção de fôrmas e revestimentos, além de promover maior agilidade na execução destes serviços e de outros como armação, lançamento, adensamento e desforma do concreto [1]. No entanto, é necessário se tomar cuidados especiais na implementação deste sistema. Dentre os principais está a possibilidade de ruptura por puncionamento na ligação da laje com o pilar. Este tipo de ruptura é frágil e ocorre quando o cisalhamento se torna crítico. Por isso, é importante o conhecimento do comportamento dessa região de ligação. Outro ponto que merece destaque é que, quando uma ruptura por punção ocorre, há uma grande possibilidade de acontecer um colapso progressivo em toda a estrutura, caso esta não seja capaz de absorver os acréscimos de carga devido à redistribuição de esforços.

Ainda são necessários muitos estudos sobre esse assunto, já que as principais normas internacionais apresentam divergências entre si. A realização de estudos experimentais é, sem dúvida, o melhor caminho para o entendimento deste fenômeno, pois permite a comparação com as disposições normativas e a adequação destas normas a um dimensionamento seguro e econômico. Quando se trata de laje com pilar de borda com transferência de momento do pilar para a laje a quantidade de estudos existentes é bastante reduzida, e quando esse momento fletor é resultante de uma excentricidade externa, as bibliografias são escassas [2], [3].

Em uma situação real, essa transferência de momento pode ocor-

rer, por exemplo, em uma estrutura sob o efeito de abalos sísmicos. Outra causa é a existência de forças horizontais causadas pelo vento ou mesmo uma situação em que a excentricidade já exista em projeto. Em geral, a simulação da transferência de momento do pilar para a laje em estudos experimentais é feita pela resultante de forças horizontais no pilar ou por uma excentricidade no apoio do pilar, como mostra a Figura 1. Adotou-se neste traba-Iho esta última opção, por se considerar mais adequada às condições de ensaio disponíveis. Dessa forma, são exemplificados os dois casos possíveis de transferência de momento em torno do eixo paralelo à borda livre, definindo-se as direções adotadas para uma excentricidade interna ou externa à laje, as quais determinarão a direção de rotação do pilar referidas no decorrer do trabalho (a direção da rotação é tomada como interna quando a porção do pilar inferior à laje rotaciona em direção à laje, e externa quando rotaciona no sentido oposto).

# 2. Programa experimental

#### 2.1 Concepção do ensaio

Os ensaios à punção aqui descritos fizeram parte dos trabalhos de Feliciano [4] e Albuquerque [5], os quais compuseram uma série contendo quatro modelos que reproduziram a região do pavimento em torno dos pilares de borda. Foi adotado um sistema de ensaio original e inédito quanto às definições das condições de contorno para ensaios dessa natureza, tratando-se, portanto, de uma medida apropriada, dada a sua viabilidade econômica, simplicidade na concepção, e principalmente, por traduzir o comportamento real da estrutura.

Os quatro modelos foram biapoiados no sentido do maior vão (direção longitudinal ou eixo x), sendo um apoio sob a base do



pilar e outro apoio contínuo próximo à outra extremidade. O carregamento foi aplicado por meio de dois atuadores hidráulicos acoplados a células de carga acima das duas vigas de distribuição posicionadas próximas à borda do menor vão (direção transversal ou eixo y), que dividiram cada uma o carregamento para mais dois pontos equidistantes, como mostrado na Figura 2. A posição do apoio sob o pilar foi o que determinou a excentricidade, sendo a projeção do pilar convenientemente voltada à direção da variável definida para cada modelo. A Tabela 1 apresenta a excentricidade que foi utilizada em cada modelo, considerando excentricidade externa à laje como positiva.

2.2 Confecção dos modelos

# 2.2.1 Geometria

Os modelos foram formados por lajes de dimensões 1.700 mm x 2.350 mm, com espessura de 180 mm, e pilares de 830 mm de altura, com seção transversal de 300 mm x 300 mm e uma projeção para implementação da excentricidade do apoio em relação



Tabela 1 – Excentricidades dos apoios sob os pilares					
e (mm)					
-300 (interna)					
0 (centrada)					
300 (externa)					
400 (externa)					

ao eixo do pilar de 350 mm com uma altura de 300 mm a partir da base do pilar. As dimensões foram definidas de modo a se adaptarem à estrutura de reação existente no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. A projeção do pilar foi direcionada para fora da laje nos casos com pilar centrado e excentricidade externa, e para dentro no caso de excentricidade interna. A Figura 3 ilustra uma visão geral do sistema carga e reação, incluindo também as disposições dessas projeções.

#### 2.2.2 Armadura das lajes

As lajes foram armadas à flexão nas duas direções. Para a armadura superior foram usadas 15 barras de Ø12,5 mm espaçadas a cada 100 mm e dispostas na direção longitudinal, sendo dobradas em gancho na faixa extrema junto à borda livre do pilar e 20 barras retas de Ø16 mm espaçadas a cada 100 mm na direção transversal unidas à ganchos em ambas extremidades. Para a armadura inferior da laje utilizou-se 15 barras de Ø16 mm espaçadas a cada 100 mm e dispostas na direção longitudinal, sendo dobradas em gancho na faixa extrema junto à borda livre do pilar e 12 barras retas de Ø12,5 mm espaçadas a cada 200 mm na direção transversal.

#### 2.2.3 Armadura dos pilares

A armadura dos pilares foi composta de 8 barras de Ø16 mm, sendo quatro retas e quatro formando ganchos para ancoragem do "consolo curto". Para amarração dessas ferragens, foram confeccionados estribos de Ø6,3 mm espaçados a cada 10 cm. A Figura 4 apresenta esquematicamente a distribuição das armaduras, tanto no pilar quanto na laje.

# Tabela 2 - Cargas últimas dos modelos

Modelos	e (mm)	f' (MPa)	f (MPa)	F (GPa)	V (kN)	P (kN)	Modo de ruptura
modelete			ct (in a)		u (ici u	u Vicity	mode de rapidia
L1	-300	46,8	3,4	29,3	308	437	Punção*
L2	0	44,7	3,0	27,5	315	525	Punção
L3	300	45,1	3,1	27,1	256	490	Flexão
L4	400	46,0	3,3	28,5	210	420	Flexão



Structural performance assessment of reinforced concrete flat slab-edge column connections under the effects of outward eccentricity





#### 2.2.4 Concretagem

Os modelos foram concretados monoliticamente no mesmo dia, utilizando concreto usinado, bombeado e de resistência à com-

pressão característica especificada de 40 Mpa. Foram utilizados os materiais disponíveis na região centro-oeste do Brasil, tais como areia e brita 0. O ensaio de abatimento de tronco de cone (slump test) foi realizado momentos antes da concretagem,





resultando em 12 cm. Todas as superfícies de contato com o conceto das formas dos corpos de prova foram limpas e aplicadas desmoldante, sendo preenchidas com concreto fresco em camadas e adensadas por meio de vibradores de imersão com 25 mm de diâmetro, seguido da cura. Foram moldados 30 corpos de prova (100 mm x 200 mm) para a realização de ensaios de determinação da resistência à compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto, em conformidade com as normas NBR 5739 (2007) [6], NBR 7222 (2011) [7] e NBR 8522 (2008) [8], respectivamente.

#### 2.3 Instrumentação dos modelos

Para execução e avaliação do comportamento das lajes durante o ensaio, foram selecionadas alguns pontos estratégicos (Figura 6) para a coleta das medições de deformações no aço e no concreto e dos deslocamentos verticais e horizontais.

Foram usados extensômetros elétricos de resistência da marca KYO-WA para a aquisição das deformações no aço de flexão, distribuídos em 20 pontos instrumentados com dois extensômetros colados em lados diametralmente opostos em cada laje tanto na armadura superior quanto na armadura inferior, dispostas em ambos os eixos; as deformações na superfície de concreto também foram avaliadas em diferentes pontos através da adaptação de rosetas, embora parte dos dados gerados não tenham se mostrado consistente. O fato de a maioria dos casos os extensômetros falhos terem apresentado deformações de tração traz indícios de fissuração ou ocorrência de danos ou descolamentos do sensor e, em função disso, é apresentado apenas o ponto posicionado no canto interno do pilar para cada laje. Para medição dos deslocamentos verticais e horizontais foram utilizados LVDTs (transdutores de variação de deslocamento linear) da marca HBM - tipo WA50, possibilitando grande precisão na leitura dos deslocamentos, feita automaticamente pelo sistema de aquisição de dados. Foram utilizados 15 LVDTs por laje em pontos característicos dos eixos longitudinal e transversal, bem como à 45º de um dos cantos do pilar até a borda da laje. Além disso, a rotação do pilar foi obtida através dos deslocamentos horizontais da

região superior e inferior do pilar. Pequenas plaquetas de alumínio foram coladas à superfície da laje a fim de uniformizar o contato da sonda para a leitura dos deslocamentos.

# 3. Procedimentos de ensaio

Todos os dados quanto a deformações, deslocamentos e carregamentos aplicados foram lidos pelo sistema de aquisição de dados SPIDER 8, conjuntamente com o software CATMAN [9]. Ao todo foram usados 68 canais, sendo 40 para os extensômetros da armadura, 9 para os extensômetros do concreto, 15 para os LVDTs e 4 para as células de carga. Para tal, foram utilizados 9 módulos do SPIDER 8 e 2 microcomputadores.



Para monitoramento da aplicação de carregamento, foram utilizadas células de carga KRATOS, com 1000 kN de capacidade alinhada à cada atuador hidráulico. Essas células de carga serviram apenas para controle do aplicador de carga. Outras células de carga, vazadas, da marca HBM tipo C6A, foram colocadas nos pontos de fixação de cada tirante para conferência do carregamento dos dados redundantes, sendo ligadas a indicadores digitais e a partir destes conectadas ao SPIDER 8.

Dois atuadores hidráulicos de pistão vazado, da marca Enerpac, acionados por bombas elétricas, aplicaram o carregamento em vigas de distribuição que dividiram a carga, cada uma, em dois pontos da laje. A carga foi aplicada até a ruptura dos modelos. Os ensaios foram realizados utilizando o pórtico metálico do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. O sistema de aplicação de carregamento é mostrado na Figura 7.

# 4. Resultados e discussões

#### 4.1 Cargas últimas e modos de ruptura

Os resultados dos ensaios foram analisados e comparados através de tabelas e gráficos. A Tabela 2 resume as cargas últimas dos modelos, de forma que V<sub>u</sub> corresponde à reação do apoio do pilar, calculado estaticamente na direção longitudinal e P<sub>u</sub> é a carga total aplicada pelo sistema, considerando-se também o peso próprio da laje e equipamentos.

Comparando a reação de apoio no pilar  $(V_u)$  para os modelos L1 e L3, confirma-se a hipótese da excentricidade externa ser mais crítica, uma vez que, apesar de terem o mesmo valor de excentricidade (sendo uma interna e outra externa), percebe-se que as reações de apoio no pilar  $(V_u)$  valem, respectivamente, 308 kN e



256 kN, o que representa uma redução de 17 %. Um maior carregamento total aplicado pelo sistema em L1 se explica pela configuração do ensaio, em que neste modelo, o dispositivo de apoio localizado próximo à borda oposta ao pilar atrai para si menor proporção do carregamento. Além disso, comparando V<sub>u</sub> dos modelos L2, L3 e L4, percebe-se que com o aumento da excentricidade externa reduz-se a capacidade de carga da ligação. Se comparados os dois casos de excentricidade externa, L3 e L4, o acréscimo de 100 mm na excentricidade impôs uma redução de 18 % da reação de apoio no pilar. A Figura 8 ilustra esse comportamento.

Ao contrário de L1 e L2, cujas rupturas foram bruscas, nos modelos L3 e L4, de excentricidade externa, os modos de ruptura foram preponderantemente determinados pela transferência de momentos em detrimento do cisalhamento, embora a ruptura tenha culminado na formação do cone de punção ao final do ensaio.

# 4.2 Deformações na armadura de flexão

As deformações na armadura são apresentadas nos gráficos da Figura 9 a Figura 12, em função do carregamento aplicado conforme os pontos de instrumentação pré-definidos. Os gráficos apresentam em destaque a carga de primeira fissura visível, a carga que levou o modelo à ruptura, bem como o limite de escoamento correspondente à bitola do aço analisado.

Observou-se que os extensômetros nas barras longitudinais superiores, ELS, e transversais superiores, ETS, apresentaram predominantemente deformações de tração no modelo L1, evidenciando o fato de que estando o pilar submetido à excentricidade interna e ao carregamento vertical próximo às bordas na direção transversal, a região próxima ao pilar fica submetida à tração nas duas direções. As maiores deformações longitudinais encontraram-se



na linha do eixo do pilar nas proximidades de sua face interna, com barras atingindo o escoamento. As deformações transversais superiores de L1 também se destacaram na região próxima à face interna do pilar.

Para as lajes com excentricidade externa, destaca-se as deformações coletadas pelos extensômetros nas barras longitudinais inferiores, ELI, e transversais superiores, ETS, indicando um efeito "sela de cavalo", dada sua conformação. A laje L1, de excentricidade nula, situou-se entre ambos os casos.

Assim, para os modelos L2, L3 e L4, na direção longitudinal, dentro da faixa de largura do pilar, constata-se que a laje é submetida a um momento fletor positivo, uma vez que é solicitada à tração em suas fibras inferiores e compressão nas superiores. Este comportamento é confirmado pelos gráficos de deformação nas armaduras longitudinais superiores dos modelos L2, L3 e L4, sendo que com o aumento da excentricidade as deformações na região próxima ao pilar aumentaram, já que o momento aplicado foi maior. Apenas o extensômetro ELS1, dos modelos L3 e L4, apresentou deformações de compressão, o que pode ser explicado pelo fato de que este extensômetro, que não se encontrava em barras que atravessassem o pilar, estando sujeito a maior influência das deformações nas barras da outra direção.

Nos gráficos de deformação das barras transversais superiores dos modelos L2, L3 e L4, a configuração de carregamento vertical, gerou apenas momento fletor negativo para todos os casos, sendo que conforme a rotação do pilar decorrente da excentricidade imposta, este permitia uma maior ou menor deformação de tração das barras mais próximas à borda da laje ou à face interna do pilar. Quanto às armaduras transversais inferiores, os gráficos mostram que em várias seções da laje as deformações das barras superiores



e inferiores tiveram o mesmo sinal. Para o modelo L1 isto aconteceu para praticamente todos os pontos instrumentados da direção longitudinal. A direção longitudinal de L2, por não possuir momento no pilar, apresentou deformações mais comportadas, em que, para todos os pontos as regiões superior e inferior possuíram deformações com sinais opostos. A excentricidade, e conseqüente rotação do pilar, apenas limitou mais ou menos a deformação dos pontos mais próximos à face externa ou interna do pilar.

### 4.3 Deformações na superfície de concreto

Também foi construído o gráfico para visualização das deformações do concreto em função do carregamento aplicado no ponto em que a monitoração foi mais eficiente (Figura 13). Apenas os extensômetros colados na direção transversal apresentaram deformações de com-

pressão comparáveis entre si, de acordo com o que já foi explicado sobre o comportamento da laje em relação ao extensômetros do aço. Comparando os extensômetros posicionados na direção transversal percebe-se que com o aumento da excentricidade externa as deformações de compressão evoluíram, sendo maiores nas lajes L3 e L4, caindo aproximadamente pela metade para um mesmo nível de carga em L2, e em menor proporção para L1, até desviar-se da tendência e atingir valores positivos, causada pela intensa fissuração local. Nesse caso, as máximas deformações atingidas foram próximas a -1,5‰ para as lajes L3 e L4, embora, deva-se ressaltar que, dentre outros pontos, isoladamente as leituras se mantiveram sem a perda/incoerência dos dados, as maiores deformações na superfície do concreto ocorreram nas proximidades do canto interno da pilar a 45° (direção axial em relação ao pilar), atingindo valores ultrapassando -1,5‰.







## 4.4 Rotações no pilar

A partir dos valores de deslocamentos horizontais dos LVDT 14 e LVDT 15, observa-se que o pilar rotaciona em diferentes sentidos, segundo a excentricidade de apoio aplicada. O modelo L1, único com excentricidade interna, apresentou rotação para a direção externa em relação à laje, afastando o eixo de rotação do centro do pilar. Apesar do pilar do modelo L2 não ser solicitado a momentos fletores significativos, a continuidade da ligação laje-pilar contribui em sua rotação, fazendo-o girar, ainda que em menor escala, na direção interna à laje. Já os modelos com excentricidade externa indicaram que o aumento da excentricidade implica em uma maior rotação do pilar. No entanto, deve-se atentar que, sendo a carga de ruptura de L4 menor que L3, é permitida a esta última rotacionar até um maior patamar de carregamento, atingindo valores maiores. O desenvolvimento do ângulo de rotação dos pilares pode ser verificado no gráfico da Figura 14, que representa a rotação no pilar com o desenvolvimento do carregamento. É visível que a ausência de excentricidade tornou a curva de capacidade da ligação com uma rotação mais íngreme, atestando também que, para um mesmo passo de carga, o ganho de excentricidade externa fez com que o pilar girasse mais rapidamente, se comparado à interna.

# 4.5 Deslocamentos verticais

Quanto aos deslocamentos verticais, a deformada dos modelos é apresentada com os gráficos no eixo longitudinal a meio do vão (Figura 15), no eixo transversal na linha central do pilar (Figura 16) e em um eixo diagonal a 45° (Figura 17).

Para o modelo L1, o gráfico de deslocamentos verticais no eixo longitudinal mostra que, com a aplicação do carregamento, a excentricidade interna fez com que o pilar se deslocasse para baixo e rotacionasse para a direção externa à laje, provocando uma ligeira movimentação para cima na região interna ao pilar. Quanto aos deslocamentos verticais na direção transversal de L1, o sentido da rotação do pilar fez com que os deslocamentos na faixa da



borda da laje fossem mais pronunciados que no sentido perpendicular à borda.

Nos modelos L2, L3 e L4, o padrão de deslocamentos foi seme-Ihante entre si, aumentando a magnitude dos deslocamentos de acordo com o aumento da excentricidade. Nos casos de L3 e L4. as laies fletiram bastante até a formação do cone de punção na ruptura. Além disso, foi visível que uma maior excentricidade fez com que os deslocamentos medidos acima do pilar aumentassem consideravelmente em relação aos pontos adjacentes nas duas direções, dando indícios de uma possível torção na ligação de borda. Observou-se que o ponto monitorado pelo LVDT 13, embora devesse ser idealmente espelhado ao LVDT 11, apresentou valores sistematicamente mais expressivos que este. Desconsiderando-se, porém, suas medições, tem-se, para todas as lajes, que os maiores deslocamentos ocorrem no eixo diagonal, logo abaixo das cargas, correspondente ao LVDT 12. No eixo longitudinal, verifica-se ainda que os pontos de maior magnitude se movimentam do meio da laje para as regiões mais próximas à ligação.

### 4.6 Mapas de fissuração

A Figura 18 ilustra o padrão de fissuração resultante nas lajes após a ruptura, sendo verificada nas superfícies superior e inferior das lajes, especialmente da região mais próxima à ligação, pois que, de maneira geral, as fissuras seguiam o alinhamento da distribuição das armaduras nas regiões mais distantes da ligação. O modelo L1 apresentou a primeira fissura visível nas proximidades da face interna do pilar a uma carga de 60 kN aplicada no sistema, enquanto que a região próxima às faces laterais do pilar começou a fissurar a uma carga de 100 kN. Algumas fissuras aparentemente de torção também puderam ser verificadas, se iniciando nas laterais do pilar, seguindo diagonalmente até a borda da laje e continuando durante a espessura da laje. Essas fissuras ocorreram apenas neste modelo, o que pode ser explicado pelo sentido da rotação do pilar.

Analogamente ao modelo L1, uma maior concentração de fissuras em L2 aconteceu na região próxima à face interna do pilar. Porém,



neste modelo, as fissuras que se encaminharam para a borda da laje possuíram pequena inclinação. A primeira fissura visível ocorreu a uma carga de 100 kN, também próxima à face interna do pilar, enquanto que as fissuras nas proximidades das faces laterais ocorreram apenas a 180 kN.

Os modelos L3 e L4 apresentaram padrão de fissuração semelhante entre si, onde algumas fissuras seguiram diagonalmente para a borda da laje que continha o pilar, embora em direção oposta às de L1. Nestes modelos o cone de ruptura se formou mais próximo às faces do pilar, especialmente em L4, o que aparenta ser devido à excentricidade. O modelo L3 teve as primeiras fissuras a um carregamento de 60 kN e 100 kN, respectivamente, na região próxima à face interna e próxima às laterais, enquanto que L4 fissurou a 80 kN e 160 kN.

Na região inferior, todos os modelos mostraram comportamento similar. Dividindo-se a laje em três segmentos longitudinais, o seguimento interno apresentou fissuras predominantemente transversais, enquanto nos dois outros segmentos as fissuras foram inclinadas até a borda, indicando a presença de torção devido ao comportamento diferenciado de flexão da laje nas duas direções.

# 5. Conclusões

Devido ao reduzido número de modelos ensaiados, os resultados não podem ser tomados como conclusivos, embora dêem indicativos bastante esclarecedores do comportamento de ligações de borda sujeitos a excentricidades externas. Os pontos instrumentados nas lajes auxiliaram a análise, permitindo a coleta de dados representativos dos modelos, conforme cada excentricidade imposta. Ao instrumentar barras inferiores e superiores nos mesmos pontos foi possível verificar o comportamento de deformação em diferentes seções transversais, compensando, de certo modo, a baixa eficácia da instrumentação colada à face inferior do concreto, que não acompanhou as direções das bielas.

Assim, dentre as possibilidades que podem ser atribuídas à influência das excentricidades externas na resistência das ligações de borda, tomando-se por base as observações experimentais deste estudo, destaca-se: a ocorrência de maiores aberturas de fissura; as fissuras de torção atingem a borda livre em pontos mais distantes da ligação; as deformações do concreto são comparativamente mais pronunciadas; o cone de ruptura aparentemente se forma



mais próximo da face interna do pilar; o maior deslocamento no eixo longitudinal é móvel, aproximando-se da ligação à medida que a excentricidade aumenta; as cargas últimas de ruptura são mais penalizadas em ligações submetidas a excentricidades externas que internas.

# 6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Prof. P.E. Regan, Professor Emérito da Universidade de Westminster (London, UK), pelas valiosas sugestões do tema e ao longo de toda pesquisa, bem como às agências brasileiras destinadas ao fomento da pesquisa científica e tecnológica, CNPq e CAPES, pelo apoio financeiro.

# 7. Referências bibliográficas

- [01] WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey, NY: Prentice Hall, 6ed, 2011, 1157p.
- [02] NARASIMHAN, N. Shear reinforcement in reinforced concrete column heads, London, 1971, Thesis (PhD) - Faculty of Engineering of University of London, Imperial College of Science and Technology, 267p.
- [03] REGAN, P.E. Tests of Connections between flat slabs and edge columns, London, 1993, School of Architecture and Engineering, University of Westminster.
- [04] FELICIANO, F. M. H. Punção em lajes lisas de concreto armado com pilares de borda e excentricidade externa, Brasília, 2011, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 149p.
- [05] ALBUQUERQUE, N. G. B. Comportamento das ligações de lajes lisas de concreto armado com pilares de borda sujeitas a excentricidades interna e externas, Brasília, 2014, Tese (doutorado) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 204p.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Métodos de ensaio - NBR 5739, Rio de Janeiro, 1994.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassas e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio - NBR 7222, Rio de Janeiro, 1994.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação do módulo de deformação elástica e diagrama tensão deformação – Método de ensaio - NBR 8522, Rio de Janeiro, 1994.
- [09] Catman® 4.5 Operating Manual. HBM Software. Hottinger Balswin Messtechnik GmbH. Darmstadt, Germany. 2003.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs

# **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**

L. A. FEITOSA <sup>a</sup> leofeitosa@gmail.com

E. C. ALVES <sup>a</sup> elcio.calves1@gmail.com

# Abstract

The use of prestressed concrete flat slabs in buildings has been increasing in recent years in the Brazilian market. Since the implementation of tall and slender buildings a trend in civil engineering and architecture fields, arises from the use of prestressed slabs a difficulty in ensuring the overall stability of a building without beams. In order to evaluate the efficiency of the main bracing systems used in this type of building, namely pillars in formed "U" in elevator shafts and stairs, and pillars in which the lengths are significantly larger than their widths, was elaborated a computational models of fictional buildings, which were processed and analyzed using the software CAD/TQS. From the variation of parameters such as: geometry of the pillars, thick slabs, characteristic strength of the concrete, reduceofthe coefficient of inertia for consideration of non-linearities of the physical elements, stiffness of the connections between slabs and pillars, among others, to analyze the influence of these variables on the overall stability of the building from the facing of instability parameter Gama Z, under Brazilian standard NBR 6118, in addition to performing the processing of building using the P-Delta iterative calculation method for the same purpose.

Keywords: global stability, analysis of 2nd order, Gama Z, P-Delta, prestressed slabs.

# Resumo

A utilização de lajes planas de concreto protendido em edificações vem crescendo muito nos últimos anos no mercado brasileiro. Sendo a execução de edificações cada vez mais altas e esbeltas uma tendência na engenharia civil e arquitetura, surge a partir do uso das lajes protendidas uma dificuldade em se garantir a estabilidade global de uma edificação sem vigas. A fim de se avaliar a eficiência dos principais sistemas de contraventamento utilizados neste tipo de edificação, a saber, pilares em formado de "U" e pilares-paredes, elaborou-se modelos computacionais de edificiosfictícios, que foram processados e analisados no programa comercial CAD/TQS. A partir da variação de parâmetros de modelagem tais como: geometria dos pilares, espessura das lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não-linearidades físicas dos elementos, rigidez das ligações entre lajes e pilares, entre outros, buscou-se analisar a influência de tais variáveis na estabilidade global da edificação a partir do parâmetro de instabilidade gama Z, previsto na norma brasileira ABNT NBR 6118 [1].

*Palavras-chave:* estabilidade global, análise de 2° ordem, Gama Z, P-Delta, lajes protendidas.

<sup>a</sup> Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Received: 19 Sep 2014 • Accepted: 11 Feb 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

# 1. Introdution

The great market acceptance of the use of prestressed slabs in the construction of buildings, combined with the need to construct higher and slim buildings, due to the lack of space in big cities, justifies the study of buildings with these characteristics. These buildings have advantages such as the facility of application formwork, enabling extensive use of processed formwork, props and shoring industrial systems, the architectural flexibility that the absence of beams allows us, the better use of steel and concrete materials, productivity gains and runtime, which is a major issue from the market point of view, among others.

However, one of the most advantageous features of these structures, that is, the absence of beams, takes it to present a major drawback: the reduction of stiffness as the horizontal displacement and questions in what concerns to the overall stability of the structure. In this type of building, the main bracing system used are columns-walls shaped like "U" or "L" placed in the region of the stairs and lift shafts (see Figure 1). Such elements have high rigidity, and when combined with the other columns, ensure the overall stability of the building. The prestressed slabs, on the other hand, ensures that all the columns work together (diaphragm rigid effect), stabilizing the structure. By having active armor, the slabs have a low level of cracking for current active requests in the structure; this way, it would not be absolutely wrong to accept that the reduction of coefficients that take into account the nonlinearity of the slabs, according to the standard ABNT NBR 6118 [1], could have different values from those indicated in this one (less conservative values). Additionally, the typical distribution of reinforcement in prestressed slabs, ensures a high rate of armor in the region of the columns, increasing the rigidity of the connections between these elements, contributing to the overall stability of the structure.

# 2. Brief literature review

#### 2.1 2<sup>rd</sup> Order effects

Because of horizontal loads, whether resulting from wind loads, or from equivalent charges relating to construction protrusions and asymmetry of vertical loads, the reinforced concrete buildings are always requested by composite flexion. Nevertheless, in practice, applications require no immediate time intervals (during the building process) and portions of the total values.

Named as 1<sup>st</sup> order analysis, one in which the structure of the calculation is performed in a non-deformed geometric configuration. The stress values and deflection of the system are obtained from formulations of conventional strength of materials.

When considering a deformed geometrical configuration, it appears in the system additional requests named 2<sup>nd</sup> order effects, and the analysis is said to be of the 2<sup>nd</sup> order. In summary, we can say that the effects of 2<sup>nd</sup> order are additional effects to the structure generated from its deformation. They are responsible for causing a non-linear behavior in the structure (geometric nonlinearity).

#### 2.2 Nonlinear analysis

According to Kimura [6], in a simplified form, a nonlinear analysis is a calculation where the response of the structure, displacement, strain or stress, has a non-linear behavior, i.e., not linearly proportionally applied to a loading in it. Such behavior is a characteristic of reinforced concrete structures, and these effects should always be considered in the structural analysis.

The most relevant nonlinear behaviors in the case of concrete buildings are from physical (material) and geometric origin, both intrinsic to all actual structures of reinforced concrete.

#### 2.3 Non Linearity Physics (NLF)

The variation of the physical properties of the material for a given load is a phenomenon usually incorporated in the analysis of concrete structures. The discrepancy between the ability to withstand compressive forces and traction in the concrete, leads engineers to necessarily work with this material outside the boundaries of elastic proportionality.

What really happens in the civil engineering practice is that the concrete is in most cases subjected to traction loads higher than



it can resist. Thus, the concrete fail by tension stress and the element in this configuration is so call cracked.

In reinforced concrete buildings, material properties are altered as the increase of charges (additional floors and walls) occurs, giving the elements a non-linear behavior, due to the effects of the its cracking, besides fluency, the presence of armor, among other factors.

In order to simplify the analysis and design, the ABNT NBR 6118 [1], proposes a way to directly change the value of the stiffness of the component elements of the structure, adopting reduction coefficients for each type of element according to the relevance of this to the overall stability and load type to which the element is subjected. To the rigidity adopted for calculating the structure, considering the reduction coefficients, is named effective stiffness or drying rigidity.

ABNT NBR 6118 [1] in item 15.3, mandates the analysis of reinforced concrete structures taking into account the NLF, and in item 15.7.2 indicates the values to be adopted to reduce the stiffness of the structural elements, when taking into account the  $2^{nd}$  order global effects in buildings with four or more floors:

Slabs: (EI)<sub>sec</sub> = 0,3 E<sub>ci</sub>I<sub>c</sub>

Beams:

 $(EI)_{sec} = 0.4 E_{ci} para As` \neq As$ 

(EI)<sub>sec</sub> =0,5 E<sub>ci</sub>I<sub>c</sub> para As` = As

Columns: (EI)<sub>sec</sub> = 0,8 E<sub>ci</sub>I<sub>c</sub>

 $I_{\rm c}$  is the moment of inertia of the cross section of the concrete and  $E_{\rm cr}$  is the initial tangential modulus of elasticity of concrete.

It is believed that even when the bracing structure is composed exclusively of beams and columns and the overall instability factor gamma z ( $\gamma_z$ ) is less than 1.3, the secant stiffness beams and columns must be taken as;

■ Columns and Beams: (EI)<sub>sec</sub> = 0,7 E<sub>cl</sub>

In the case of prestressed beams and slabs, the level of cracking of these elements is normally considerably smaller than that of a reinforced concrete element without active armor. Thus, we can consider the possibility of working with higher values for the stiffness reduction coefficients than those indicated by the standard as shown above.

#### 2.4 Non Geometric Linearity (NLG)

In the analysis of a structural system considering its deformed state, there is the occurrence of larger effects than those predicted for a linear analysis starting from an undeformed condition, even for a linear elastic material behavior. Therefore, the effect is not linearly proportional to the action, which characterizes and names the phenomenon as geometric nonlinearity.

When carrying out an analysis taking into account the NLG, a safe formulation for the combination of actions is admitted to the ABNT NBR 6118 [1]. The increase of loads is given by the factor  $\gamma_r/\gamma_{f3}$ , and later, the effects are increased by the factor  $\gamma_{r3}$  equal to 1.1. Thus, for the design in the Ultimate Limit State (ELU – in Portuguese) of the structural element, the factor  $\gamma_r$  is fully considered, although the effects found was lower than the one that would be obtained if the  $\gamma_{r3}$  factor had been applied to the characteristic requesting loading at first analysis, because as it was said before, in the NLG there is no linear ratio between actions and effects.

# 2.5 Global stability

The overall stability of a structure is inversely proportional to its

sensitivity to 2<sup>nd</sup> order effects, Kimura [6]. Thus, it is possible to distinguish a stable building from an unstable one through a calculation, or even an estimate of the overall effects of 2<sup>nd</sup> order that will be present in the structure.

The Brazilian ABNT NBR 6118 [1] dispenses the design of the structure considering the requests of 2<sup>nd</sup> order, since these ones are lower in intensity than 10% of 1<sup>st</sup> order requests. It happens that, to verify this condition, it would be necessary to conduct an analysis of 2<sup>nd</sup> order, regardless of if its effects are used or not for the design of the structure. Being the analysis of 2<sup>nd</sup> order a more complex order than the 1<sup>st</sup> order, there is a convenience in analyzing the structure from practical parameters that aid in the decision to consider whether or not the effects of 2<sup>nd</sup> order, being the parameter  $\alpha$  (alpha) and the  $\gamma_z$  coefficient (gamma z) the estimated ones in the Brazilian standard.

#### 2.6 The parameter is instability gamma Z

The parameter instability Gamma z ( $\gamma_z$ ) was introduced by Franco and Vasconcelos [5], which is largely used for the analysis of structural projects in the country today. The parameter measures the sensitivity of a building in relation to second order effects, and it can be also used to increase the effects of the first order due to horizontal loads, then obtaining approximate second order effects. The formula of the parameter, considering the safety formulation, is as follows:



Where  $\Delta M_d$  is the sum of the products of all vertical forces acting on the structure, through the horizontal displacements of the respective points of application, obtained in the 1<sup>st</sup> order analysis;  $M_{1d}$  is the moment of tipping, i.e., the sum of the moments of all horizontal forces to the base of structure.

#### 2.7 Factors influencing the global stability

Among the factors that most influence the overall stability of buildings there are loads and the stiffness. When analyzing the formulation of the parameter  $\gamma_{z^*}$  it is observed that an increase in the value of horizontal load does not lead to an increase in the value of the parameter, therefore, effects of the 1<sup>st</sup> order increase in proportion to the 2<sup>nd</sup> order and the relationship  $\Delta M_d/M_{1d}$  remains constant. However, increasing the value of the vertical load there is an increase in the value of the 2<sup>nd</sup> order effects, for the same horizontal loading. In summary, the horizontal load would have no direct influence on the stability of the structure, since this shows a rectangular and symmetric geometry, without unbalanced parts, features that do not represent the most general cases, indeed.

Intuitively, it is known that the more rigid structure is, more stable it gets. This fact is confirmed in the formulations of instability parameters. In the case of the  $\gamma_z$  coefficient and the increase of stiffness leads to lower values of lateral displacements and hence lower values of second-order moments, consequently for the same loading, it results in a decrease in the value of the coefficient.

#### 2.8 Iterative method P Delta ( $\Delta$ -P)

The P- $\Delta$  method is an iterative procedure used for analysis of the second order structures where the effect of the successive lateral displacement is transformed into the equivalent horizontal forces. The method consists of performing a first-order analysis in a given structure (undeformed initial configuration) considering the horizontal and vertical loads, and from the displacement ( $\Delta$ ) obtained in this analysis, we define fictitious horizontal loads equivalent to the loading of a second order, to consider a new stage of the analysis. In each stage, we obtain new fictitious lateral forces which tend to decrease as the structure converges to an equilibrium position. The iteration is stopped when the effect of n- umpteenth fictitious load is small when compared to the effect of the previous fictitious one.

# 3. Bracing systems

Due to the absence of beams in buildings of prestressed slabs, one bracing system formed by porticos able to withstand the wind side requests, would not be possible. On the other hand, as the Brazilian standard prescribes in item 13.2.4, the minimum thickness for a "smooth flat" slab, i.e. without beams, is sixteen cm, being common for prestressed slab the thicknesses of eighteen centimeters or more. This thickness is sufficient to ensure the effect of the rigid diaphragm and thus the locking of the columns.

The main bracing system for multi-story buildings made of prestressed flat slabs, is most commonly used with a hard core. Such a system can be complemented with pillar-walls and columns conveniently positioned with its greater stiffness mutually perpendicular directions to each other in order to stabilize the building in all directions.

The hard core in buildings with prestressed slabs is commonly formed by columns-walls of reinforced concrete in a "U" shape or "L" in the regions of boxes of elevators and stairs (Figure 1). In recent works Ching [3] recommends a centralized position for the hard core in order to avoid eccentricities between the center of mass and the stiffness of the building center. Nevertheless, he claims that regardless of the position, the ideal is to use a closed element in a tube format, formed even by bracing metal bars.

# 4. Criteria and models

For the analysis and evaluation of the main factors that influence the overall stability of multi-story buildings with prestressed concrete slabs, it was modeled on the commercial program CAD/TQS, developed by TQS Informática LTDA, a series of buildings with slenderness order of one to four, i.e., taking a width of approximately 16 meters between the end columns, we adopted a height of about 64 meters to the building. The building was modeled after an idealized blueprint, geometrically asymmetric in all directions, in which varied the most relevant parameters and criteria available in the program for the evaluation of their influence on lateral displacements and value of the instability parameter Gamma z ( $\gamma_2$ ).

#### 4.1 Constructive effects and Interactive P-Delta Method in CAD/TQS

As a building is constructed, the axial deformation suffered by the columns, due only to the weight of the structure, are compensated

in the construction process by leveling the floors. This compensation (constructive effect) is incorporated to the modeling, simply from the increase of the axial stiffness of the columns during the assembly of the space frame stiffness matrix. This adaptation ensures outcomes compatible with the reality, particularly in the case of diagrams of bending moments in beams and slabs of the upper floors.

This adaptation, however, is worth only for the analysis of the behavior of buildings when the vertical loads are acting. For horizontal actions, such as the wind, the increase in the area of the columns is not considered. Therefore, the TQS Informática LTDA, using the works of Medeiros and França [9], developed the socalled P-Delta in two steps.

The method is to calculate the linear structure, at first considering only the vertical load. In this step, the axial stiffness of the columns is increased for the purpose to contemplate the construction and the distribution of normal forces and efforts on the elements (columns and beams) are considered. Secondly, the calculation becomes non-linear and iterative, with the application of horizontal loads only. Now, the axial stiffness of the columns are not increased, as it was before, and the displacement obtained in step 1 (stored stiffness matrix of the first linear analysis) are considered. In the following iterations, it corrects successively this matrix with the additions of normal strain caused by horizontal actions (geometric nonlinearity). The process repeats until the convergence of the structure is obtained. The final results, that is, the nodal displacements, efforts in bars and reactions of support of 1<sup>a</sup> and 2<sup>a</sup> order, are the sum of the amounts obtained in two steps, Manuals CAD/TQS [7].

Additionally, in order to facilitate the interpretation of the data generated by processing the frame by the P-delta method, TQS Informática created a so-called RM2M1 coefficient calculated by the same calculation principle Gamma Z.



#### Where,

 $M_{1}$ : is the moment of the horizontal forces in relation to the build-ing's base;

 $M_2$ : is the sum of the vertical forces multiplied by the displacement of the nodes of the structure under the action of horizontal forces resulting from P-Delta calculation on a non–linear combination.

#### 4.2 Analysis model VI CAD program/TQS and the consideration of the cross stiffness of the slabs

In VI analysis model CAD/TQS program, the building is modeled as a single portico, composed of elements that simulate the beams, columns and slabs of the structure. Thus, besides the beams and columns, slabs start to resist to the loads generated by the wind. In this model, it is also considered the relaxation of beams and columns links. In summary in model VI, the slab stiffness is incorporated into the space frame, so the element starts to absorb some of the strain and to contribute to the stability of the building.

Martins [8] modeled in finite elements, buildings formed by slabs, beams and columns, including a "U" shaped-column in the region of the elevators, and concluded that the consideration of the

transverse stiffness of the slabs significantly influences the structural behavior of buildings, reducing the shifts of the sides of the building, favoring the overall stability and reducing instability of Alpha and Gamma z ( $\gamma_2$ ) parameters.

"[...]This is because the slabs, with the structural model adopted, have a more effective participation in the interaction of forces and displacements with the other elements (beams, columns and core), compared to other models that consider only as fully flexible diaphragms out of your plan. [...] In some cases the influence of the transverse stiffness of the slab became so significant that in a 2<sup>nd</sup> order theory considering the transverse stiffness of the slab, the shifts were smaller than in the model theory of 1<sup>rst</sup> order without consideration the bending stiffness of the slabs [...] ". (Martins, 2001, p 234).

#### 4.3 Easing the connections between beams and columns

Although the target building has a limited number of beams (a basic feature of this type of building), it is common to use beams in the region of the stairs and elevators. In the case of beams that "close" the core of the elevators, there is the formation of a kind of lintel that contributes to the stiffness of the core, it partially restricting the warpage. Martins [8] shows that the presence of the beam (lintel) helps to reduce the lateral displacement of the floor.

It is important then to properly consider the restriction and locking level that the beam provides to the lift column, not to mention the other beams of the stairs area. For this purpose, the program considers the presence of fictitious springs defined in the ends of the beams, making the semi-rigid connection. The rigidity of the "springs" of flexibility is given approximately, as the term 4EI / L defined by the column next to the bars of the beams, where: E is the longitudinal modulus of elasticity of the column, L is the ceiling height of the column and I is the moment of inertia calculated from an equivalent section of the column to be effectively considered in connection stiffness.

Two parameters defined in the general criteria of the program, called LEPMOL and REDMOL, allow the user to make weights in calculating the stiffness of these springs. The REDMOL directly reduces the stiffness value of "spring", while the LEPMOL multiplies the equivalent beam width of the support column, taking into account that the adopted width is not smaller than the beam width neither bigger than the width of the column.

The flexibility of these links makes the structure displaceable; however, to more realistically simulate what happens in practice. It is noteworthy that the effects of this flexibility are more significant and measurable in the case of conventional buildings, that is, slabs, beams and columns, and in the case of buildings analyzed in this work, flexibility, or even reducing stiffness to region of the slab connection with the columns, has greater influence on the results of the displacements.

# 4.4 Analysis model IV of CAD/TQS program

The analysis model IV, was the main model implemented by the CAD/TQS until the version 16. In this model, a space frame of the floor is assembled only contemplating the beams and columns. The effect of the rigid diaphragm is incorporated into the model from the increase of the lateral stiffness of the beams. The impacts of vertical and horizontal actions in beams and columns are calculated in the space frame. The slabs are modeled as separate bar grills of the portico, being the effects generated by the calculated vertical loads and the resulting strain transferred as loads for the space frame. It is also considered as easing of beam-column connections.



# 4.5 Model 1

- Below the main criteria adopted in Model 1 are listed: Analysis Model VI
- Easing of Beams-Columns Connections:
  - REDMOL:4
  - LEPMOL:1,5
- Without chapiter
- Crimped Base
- P-Delta
- A 25-centimetre-thick core
- f<sub>ck</sub> of concrete:
  - Columns: 40 Mpa
  - Beams and Slabs: 30 Mpa
- Wind:
  - Speed Feature: 32 m/s
  - High Wind Turbulence
- Coefficient of Non Linearity Physics:
  - Slabs: 0,8
  - Coluns:0,8
  - Beams:0,8

The Figure 2 presents the architectural project used for the analisys. The Figure 2 presents the geometry of wall-colum and the Figure 3 presents the build's space model.

For the analysis of the developed model, a criterion of the program entitled "Vertical loads to calculate moments of 2<sup>nd</sup> Order" was modified where live loads charges can be considered in its entirety or with reduction in the calculation of moments of 2<sup>nd</sup> Order. This reduction (only for live loads) should improve the building results in relation to the horizontal displacement and instability parameter values Gamma z ( $\gamma_z$ ).

In a first analysis, we performed the building process considering the overall live loads. In a second analysis, the reduction of live loads criterion was employed. Detailed results of this model are in Tables 1 and 2. The Gamma z ( $\gamma_z$ ) instability parameters obtained are listed below:

1° Analysis:



- Wind 90°-270°: 1,719
- Wind 0°-180°: 1,374
- 2° Analysis:
  - Wind 90°-270°: 1,652
  - Wind 0°-180°: 1,344

As expected, reducing live loads to determine the 2<sup>nd</sup> order moments, leading to lower values for the parameter instability of the

Table 1 – Model 1 - 1st analysis									
	Instability coefficient	S	State Service Limit (SSL)						
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)				
90°-270°	1,719	1,732	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)				
0°-180°	1,374	1,209	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)				
	Coluns quantitative		Process P-Delta						
	Form area (m²)		RM2M1						
Colum	Total	Taxe	Combination 31		2,038				
5030,7	18757,7	26,82%	Combination 35		2,02				
	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		2,053				
Colum	Total	Taxe	Combination 63		2,035				
632	3025,6	20,89%	Combination 67 1,897		1,897				

Table 2 – Model 1 - 2ª Analysis						
Instability coefficients			State Service Limit (SSL)			
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)	
90°-270°	1,652	1,662	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)***	
0°-180°	1,344	1,159	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)	
	Coluns quantitative			Process P-Delta		
	Form area (m²)			RM2M1		
Colum	Total	Taxe	Combination 31		1,98	
5030,7	18757,7	26,82%	Combination 35		1,963	
Concrete volume (m³)			Combination 59		1,994	
Colum	Total	Taxe	Combination 63		1,977	
632	3025,6	20,89%	Combination 67		1,847	
Maximum lateral displa * Maximum lateral displa * The values in parenth <b>ist of Combinations:</b> Combination 31: Own w Combination 35: Own w Combination 59: Own w Combination 63: Own w	cement of the building to the accement of a floor for Wind ( eses indicate the ratio betwee eight + Permanent loads + A eight + Permanent loads + 0, eight + Permanent loads + A eight + Permanent loads + A	e Wind Combination of State Combination of State Service een the total height and the ccidental loads(with reducti 8.Accidental loads(with redu ccidental loads(whitout reducti ccidental loads(with reducti	e Service Limit. e Limit. obtained displacement in ( on) + 0.51.Temperature load uction) + 0.86.Temperature uction) + 0.86 Temperature uction) + 0.51 Temperature load on) + 0.51 Temperature load	each case. ds + 0,6.Wind 270° loads + 0,6.Wind 270° loads + 0,6 Wind 180° loads + Wind 180° ds + 0,6 Wind 0°		

# building, but keeping the lateral displacement values (as shown ir Tables 1 and 2).

During the structural and architectural design of multi-story



buildings with prestressed slabs, it is relevant and advantageous to work with lightweight materials such as drywall, and laser leveling techniques, seeking thus thickness of minimum subfloor, which contribute to its structural stability. Such material and designed methodology are becoming increasingly accessible and acceptable in the national market.

However, the model 001, the parameter value Gamma z ( $\gamma_z$ ) is found above the acceptable limits, being the structure considered unstable by the parameters of ABNT NBR 6118 [1], although the lateral displacements meet the requirements for the State Service Limit (ELS – in Portuguese). Thus, we sought to stiffen the model by reviewing the size of the columns.

# 4.6 Model 2

After the stiffening of the structure by increasing the geometry of the columns (Figure 5), including the increased thickness of the rigid core 25 centimeters to 35 centimeters, a value of gamma Z was obtained at the limit of the acceptable range by the ABNT NBR 6118 [1] that is, 1,305. We sought then to assess the influence of a variation in the reduction of the coefficients to consider what the non-linearity would have on the values of the instability and lateral displacement parameters. In a first analysis, values indicated by the ABNT NBR 6118 [1] for the coefficient values were taken, which are:

- Slabs: 0,3
- Coluns:0,8
- Beams: 0,4

In a second analysis, even the Model 2, we adopted the following values for the coefficients of non-linearity:

- Slabs: 0,8
- Columns: 0,8
- Beams: 0,8

Comparing the results (see Tables 3 and 4 with results below for details), it is noted that the improvement in parameter values and displacement are negligible measurable only for certain combinations and the third decimal place, in particular the value of Gamma z ( $\gamma_z$ ) obtained in the 2<sup>nd</sup> analysis was 1,303. This result was below expectations of improvement in the overall stability of the

building. Analyzes and more refined models should be developed for verification of the results, besides the possible limitations of the program.

#### 4.7 Model 3

Although we have found that weight reduction positively influences the overall stability of the structure, we proposed to increase the thickness of the prestressed slab model in order to examine whether the increase in stiffness of the slab-column connection and the increased of flexural transversal stiffness, would


Table 3 - Model 2 - 1º Analysis							
	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)	)		
Wind	Gama Z	Alfa	Wind Global Disp.(cm) Local Dis				
90°-270°	1,305	1,298	90°-270°	3,77(1900)	0,27(1412)		
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3446)	0,18(2117)		
	Coluns quantitative		Process P-Delta				
	Form area (m²)		RM2M1				
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 31	1,536		
6099	19781,4	30,83%	Combinatio	on 35	1,528		
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		1,564		
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 63	1,556		
749,6	3135	23,91%	Combinatio	on 67	1,456		

compensate for the increased weight of the structure contributing to its overall stability.

Using model 2 based on the 2<sup>nd</sup> analysis, the thickness of the slabs increase from 18 cm to 20 cm. After processing, a direct comparison with the base model, we observed a significant improvement in the results of the parameter instability, being the value found of 1,27, and a reduction in horizontal displacements (see results detailed in Table 5 below). When keeping the initial span, it was clear that an increase in thickness of the slab would reduce active armor to 20 cm rates (prestressing tendons), quite close to the minimum consumption reasons listed by Emerick [4], ranging from 3,5 kg/m<sup>2</sup> to 5,5 kg/m<sup>2</sup>, which would partially compensate the increase in the volume of concrete.

The increased of stiffness in the region connecting the slab-column along with the increase in bending of the transversal stiffness ap-

pear to justify improvement in the overall stability of the structure. In order to analyze the influence of plasticization of the region of support of the columns, a result of natural pull requests in the region, it is proposed to introduce chapiter with the same thickness of the slabs and adjust the stiffness of the bars (grid bars that simulate the slabs) this region.

### 4.8 Model 4

In a model of grids as the one used by CAD/TQS program, depending on their discretization, few bars intercept the column. Thus, introducing chapiter to increases the discretization grid in this region and applying a inertia flexural divider of the chapiter bars and a inertia flexural divider about the support column, it is obtain a reduction of uniform and smoothed moments, closer to

Table 4 – Model 2 - 2° Analysis							
	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)	)		
Wind	Gama Z	Alfa	Wind Global Disp.(cm) Local D				
90°-270°	1,303	1,297	90°-270°	3,76(1901)	0,27(1412)		
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3447)	0,18(2118)		
	Coluns quantitative		Process P-Delta				
	Form area (m²)			RM2M1			
	Form area (m²)			RM2M1			
Colum	Form area (m²) Total	Taxe	Combinatio	RM2M1	1,536		
Colum 6099	Form area (m²) Total 19781,4	<b>Taxe</b> 30,83%	Combinatio	RM2M1 on 31 on 35	1,536 1,528		
Colum 6099	Form area (m²) Total 19781,4 Concrete volume (m <sup>3</sup>	Taxe 30,83%	Combination Combination Combination	RM2M1 on 31 on 35 on 59	1,536 1,528 1,564		
Colum 6099 Colum	Form area (m²) Total 19781,4 Concrete volume (m <sup>3</sup> Total	Taxe 30,83% ?) Taxe	Combinatio Combinatio Combinatio	RM2M1 on 31 on 35 on 59 on 63	1,536 1,528 1,564 1,555		

Table 5 - Model 3 - 1º Analysis							
l	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)			
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Local Disp.(cm)			
90°-270°	1,272	1,226	90°-270°	1,88(3805)	0,16(2466)		
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,95(7500)	0,07(4348)		
	Coluns quantitative		Process P-Delta				
	Form area (m²)		RM2M1				
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 31	1,492		
6099	19776,5	30,83%	Combinatio	on 35	1,485		
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		1,523		
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 63	1,516		
749,6	3306,6	22,67%	Combinatio	on 67	1,419		

reality, without peaks of negative moments in overlapping grid bars with the columns. The total division of the stiffness of the bars in the region is the product of two values. Alternatively the use of inertia dividers bending in support of the column, you can define a coefficient of cantilever at the ends of the bars (slab) that "come" to the column, Manuals CAD/TQS [7].

By varying the value of dividers or cantilever coefficient, we attempted to reduce the negative moments in general on the columns to 85% of its original value, that is, in a direct comparison with Model 3 -  $1^{st}$  Analysis without chapiter and with full cantilever between slabs and columns (see detailed results in Table 6).

The chapiter were modeled in all columns of floors. The dimensions taken to the chapiter were 2d in each direction of the columns (see figure 4), where d is the effective depth of the slabs, equivalent to the critical perimeter punch slabs. We sought in a first analysis to reset the values of the negative moments by

refining the mesh in the region of the support of the columns, therefore, to introduce the chapiter we can locally change the discretization grid. A grid was adopted twice bigger than the slab in general, that is, the distance between the bars in the region of the chapiter is half the standard distance. In the first analysis, the parameters adopted were:

- Inertia divider to the bending of the bars of chapiter:1
- Partial cantilever coefficient of the slabs on columns: 1

After the processing, it was observed that just the action to refine the mesh in support of the region, resulted in a significant reduction in the values of the bending moments (see detailed results in Table 8), and it affected the values of the instability parameter of Gamma Z, as well as lateral displacements in a negative way, but in absolute numbers, which is of little significance. The value found for Gamma Z was 1,274, which is equivalent to an increase of 0.115% (see detailed results in Table 7).

	Moments (tf.m)			Moments (tf.m)		
Colum	COMB17*	COMB25**	Pilar	COMB17	COMB25	
P101	-4,1	-4,1	P109	-7	-6,6	
P102	-3,5	-3,5	P110	-8,5	-8,7	
P103	-10,7	-14,1	P111	-7,9	-8,7	
P104	-5,6	-5,6	P112	-9	-8,3	
P105	-18,9	-15,6	P113	-6,4	-5,6	
P106	-8,9	-9,2	P114	-6,8	-6,2	
P107	-8,6	-9,4	P115	-6,8	-6,6	
P108	-7,9	-8,4	PELEV	-5	-5,5	

Table 7 – Model 4 - 1° Analysis						
	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)	)	
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)	
90°-270°	1,274	1,229	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)	
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)	
	Coluns quantitative		Process P-Delta			
	Form area (m²)		RM2M1			
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 31	1,506	
6099	19776,5	30,83%	Combinatio	on 35	1,499	
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		1,538	
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 63	1,530	
749,6	3306,6	22,67%	Combinatio	on 67	1,428	

In the 2<sup>nd</sup> analysis, the parameters adopted were:

Inertia divider of to the bending of the bars of chapiter: 1

Partial cantilever coefficient of the slabs on columns: 0,85

After the processing, it was found that changing the parameter "partial cantilever coefficient of the slabs on columns" of 1 to 0.85 resulted in no significant change, either on the overall stability, is about the values of bending moments (see results detailed in Tables 9 and 10).

In a  $3^{rd}$  Analysis, the following values for the parameters are adopted:

Inertia divider to the bending of the bars of chapiter: 3

Inertia divider bending in support of intermediate pillar: 50

This time, the plasticization of the bars in the region of the chapiter, easing the structure to the point of making it be considered unstable by the premises of ABNT NBR 6118 [1]. The value of the parameter Gamma Z was found to be 1.354 (see detailed results in Table 11). In what concerns to the deviation of the bending moments, comparing it to the results of the 1st analysis with this, there were variations with up to 69% of the reduction and increasing moments up to 49%, among all the columns, being the average reduced by 15% in the value of the moments (see detailed results in Table 12).

Finally, in  $4^{\rm th}$  analysis, the following values for the parameters are adopted:

Inertia divider to the bending of the bars of chapiter : 2

Inertia divider bending in support of intermediate column: 5

With this change, the building again showed values within the limits prescribed in the Standard Gamma Z instability parameter, being the value found 1.3 (see detailed results in Table 13). Considering the moments, comparing them with the results of the 1<sup>st</sup> analysis, there were variations up to 37% of reduction and increase of the moments up to 24%, among all the columns, being the average

Table 8 – Moments in the region of the Coluns Model 4 - 1° Analysis						
	Moments (tf.m)			Moments (tf.m)		
Colum	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25	
P101	-2,3	-2,3	P109	-4,6	-4,7	
P102	-2,3	-2,1	P110	-4,2	-3,5	
P103	-11	-5	P111	-5,7	-5,8	
P104	-3,6	-3,3	P112	-4, 1	-4,4	
P105	19,7	17,9	P113	-3,5	-4	
P106	-4,5	-4,3	P114	-4,1	-4,5	
P107	-4,3	-3,7	P115	-4,3	-3,9	
P108	-3,8	-3,3	PELEV	-4,9	-5,1	

Table 9 – Model 4 - 2° Analysis						
	Instability coefficient	S		State Service Limit (SSL)	)	
Wind	Gama Z	Alfa	Wind Global Disp.(cm) Local D			
90°-270°	1,275	1,231	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)	
0°-180°	1,232	1,003	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)	
	Coluns quantitative		Process P-Delta			
	Form area (m²)		RM2M1			
Colum	Total	Taxe	Combinatio	n 31	1,508	
6099	19776,5	30,83%	Combinatio	n 35	1,501	
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		1,540	
Colum	Total	Taxe	Combinatio	n 63	1,532	
749,6	3306,6	22,67%	Combinatio	n 67	1,430	

being a reduction of 9% in the amount of time (see results detailed in Table 14).

It was observed in this model the difficulty in adjusting the percentage reduction in negative moment keeping the building in the stability limit, but it is possible to see the great influence of this parameter on the overall stability. An efficient methodology for defining the level of plasticization of the support region of the slabs on the columns must require a considerably larger number of models, analyzed on different aspects, such as the rates of active and passive reinforcement region, the thickness of the slab, as well as analysis and field experiments.

### 4.9 Model 5

As a last model, we performed the processing of Model 3 using the IV analysis model CAD/TQS program. As previously mentioned, in

this analysis model, the slabs are not part of the space frame, having their reactions transmitted to the portico that is subsequently resolved. The program identifies the lock column on each floor; however, in this model there is no contribution of the transversal bending stiffness to resist the horizontal internal forces.

After processing, there is a discrepancy between the results of Model 3 and Model 5 (see detailed results in Table 15), showing that the Model Analysis IV CAD/TQS program is not adapting to global stability analysis of building multi-stage compounds of prestressed slabs, and exemplifying the relevant difference in considering whether or not the slab as a resistant element to horizontal requests.

# 5. Conclusions

From the analyzes, it can be observed that despite the extra vertical loads generated by increasing the thickness of prestressed

Table 10 – Moments in the region of the Coluns Model 4 - 2 <sup>ª</sup> Analysis							
	Moments (tf.m)			Moments (tf.m)			
Colum	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25		
P101	-2,3	-2,2	P109	-4,4	-4,3		
P102	-2,3	-2,6	P110	-4	-4,3		
P103	-11	-13,8	P111	-5,7	-5,5		
P104	-3,6	-3,6	P112	-4,1	-3,8		
P105	-19,7	-16,5	P113	-3,4	-3,2		
P106	-4,4	-4,5	P114	-4,1	-3,6		
P107	-4,2	-4,3	P115	-4,3	-4,2		
P108	-3,8	-3,9	PELEV	-4,9	-5		

Table 11 - Model 4 - 3ª Analysis						
	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)	)	
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)	
90°-270°	1,354	1,371	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)	
0°-180°	1,295	1,088	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)	
	Coluns quantitative		Process P-Delta			
	Form area (m²)		RM2M1			
Colum	Total	Taxe	Combinatio	n 31	1,650	
6099	19776,5	30,83%	Combinatio	n 35	1,640	
	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combination 59		1,685	
Colum	Total	Taxe	Combinatio	n 63	1,675	
749,6	3306,6	22,67%	Combinatio	n 67	1,547	

Table 12 - Moments in the region of the Coluns Model 4 - 3° Analysis

	Moments (tf.m)			Moments (tf.m)		
Colum	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25	
P101	-1,6	-1,5	P109	-3,6	-3,4	
P102	-1,8	-1,8	P110	-2,6	-2,7	
P103	-10,7	-14,1	P111	-3,8	-3,6	
P104	-2	-2	P112	-5, 1	-5,7	
P105	-22	-18,4	P113	-2,5	-3, 1	
P106	-1,4	-2,6	P114	-6, 1	-5,8	
P107	-2,6	-4,7	P115	-2,9	-2,8	
P108	-4,9	-4,8	PELEV	-5,2	-5	

Table 13 - Model 4 - 4ª Analysis						
	Instability coefficients			State Service Limit (SSL)		
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)	
90°-270°	1,304	1,293	90°-270°	2,07(3456)	0,16(2341)	
0°-180°	1,255	1,037	0°-180°	1,07(6713)	0,08(4055)	
	Coluns quantitative		Process P-Delta			
	Form area (m²)		RM2M1			
Colum	Total	Taxe	Combinatio	on 31	1,567	
6099	19776,5	30,83%	Combinatio	on 35	1,559	
	Concrete volume (m³)		Combination 59		1 (00	
	Concrete volume (m	3)	Combinatio	on 59	1,600	
Colum	Concrete volume (m <sup>.</sup> Total	<sup>z</sup> ) Taxe	Combinatio	on 59 on 63	1,591	

Table 14 – Moments in the region of the Coluns Model 4 - 4 <sup>a</sup> Analysis								
	Moments (tf.m)			Moments (tf.m)				
Colum	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25			
P101	-1,8	-1,8	P109	-2,9	-2,8			
P102	-2,8	-3,1	P110	-2,8	-3			
P103	-11	-14,1	P111	-4,4	-4,2			
P104	-2,6	-2,5	P112	-5, 1	-4,5			
P105	-20,6	-17,2	P113	-2,3	-2,8			
P106	-3	-3,1	P114	-5	-4,5			
P107	-4,3	-4,4	P115	-3, 1	-3,1			
P108	-4,3	-4,5	PELEV	-5,2	-5,3			

Table 15 - Model 5

Instability coefficients			State Service Limit (SSL)	1	
Wind	Gama Z	Alfa	Wind	Global Disp.(cm)	Local Disp.(cm)
90°-270°	4,913	2,481	90°-270°	12,81(559)	0,74(440)
0°-180°	2,616	1,782	0°-180°	8,09(884)	0,9(428)

slabs, the contribution to the stiffness of the links slab-columns and transverse flexural stiffness, compensate the increase in vertical load, helping significantly to the overall stability of the building. Similar conclusions were found by Martins [8], who analyzed multistory buildings compounds slabs, beams and columns, and a "U" shaped-column in the region of the elevator shaft, working as a hard core. The point is that, being the target building devoid of beams, slabs being considered as resistant elements to horizontal forces, become even more relevant, as well as a coherent account of the degree of plasticization of the bars that simulate the slabs in the binding region with columns. Being the fine-tuning of this last parameter something which must be carefully investigated in future research. Thus, the slab-column connection takes another role: of influencing the global stability of the structure, besides being a limiter for spans of prestressed slabs due to shear stress (puncture).

Observing Model 5, there is no doubt that an algorithm that does not take into account the full slab contribution to the overall stability of multistory buildings formed by prestressed slabs, it is not suitable for analysis of this type of building, leading to conflicting results and that would incorrectly subvert this type of structure.

# 6. Bibliographical references

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. - ABNT NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [02] BUENO, M.M.; Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, 2009.
- [03] CHING,F.D.K.; ONOUYE, B.S.; ZUBERBUHLER, D.; BuildingStructuresIlustrated. John Wiley&Sons, 2009.

- [04] EMERICK, A.; Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Interciência,2005.
- [05] FRANCO, M.;VASCONCELOS,A.C.D.; Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos.Coloquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro,1991.
- [06] KIMURA, A.; Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI,2007.
- [07] MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2013.
- [08] MARTINS,C.H.; Analysis Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes.Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo,2001.
- [09] MONCAYO, W.J.Z.; Analysis de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2011.
- [10] SILVEIRA, M.; SILVEIRA J.D.; Estabilidade Lateral dos Edifícios em Lajes Planas Protendidas. Fortaleza, Ceará, 2012.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs

# **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**

L. A. FEITOSA <sup>a</sup> leofeitosa@gmail.com

E. C. ALVES <sup>a</sup> elcio.calves1@gmail.com

# Abstract

The use of prestressed concrete flat slabs in buildings has been increasing in recent years in the Brazilian market. Since the implementation of tall and slender buildings a trend in civil engineering and architecture fields, arises from the use of prestressed slabs a difficulty in ensuring the overall stability of a building without beams. In order to evaluate the efficiency of the main bracing systems used in this type of building, namely pillars in formed "U" in elevator shafts and stairs, and pillars in which the lengths are significantly larger than their widths, was elaborated a computational models of fictional buildings, which were processed and analyzed using the software CAD/TQS. From the variation of parameters such as: geometry of the pillars, thick slabs, characteristic strength of the concrete, reduceofthe coefficient of inertia for consideration of non-linearities of the physical elements, stiffness of the connections between slabs and pillars, among others, to analyze the influence of these variables on the overall stability of the building from the facing of instability parameter Gama Z, under Brazilian standard NBR 6118, in addition to performing the processing of building using the P-Delta iterative calculation method for the same purpose.

Keywords: global stability, analysis of 2nd order, Gama Z, P-Delta, prestressed slabs.

# Resumo

A utilização de lajes planas de concreto protendido em edificações vem crescendo muito nos últimos anos no mercado brasileiro. Sendo a execução de edificações cada vez mais altas e esbeltas uma tendência na engenharia civil e arquitetura, surge a partir do uso das lajes protendidas uma dificuldade em se garantir a estabilidade global de uma edificação sem vigas. A fim de se avaliar a eficiência dos principais sistemas de contraventamento utilizados neste tipo de edificação, a saber, pilares em formado de "U" e pilares-paredes, elaborou-se modelos computacionais de edificiosfictícios, que foram processados e analisados no programa comercial CAD/TQS. A partir da variação de parâmetros de modelagem tais como: geometria dos pilares, espessura das lajes, coeficiente redutor de inércia para consideração das não-linearidades físicas dos elementos, rigidez das ligações entre lajes e pilares, entre outros, buscou-se analisar a influência de tais variáveis na estabilidade global da edificação a partir do parâmetro de instabilidade gama Z, previsto na norma brasileira ABNT NBR 6118 [1].

*Palavras-chave:* estabilidade global, análise de 2° ordem, Gama Z, P-Delta, lajes protendidas.

<sup>a</sup> Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Received: 19 Sep 2014 • Accepted: 11 Feb 2015 • Available Online: 02 Apr 2015

## 1. Introdução

A grande aceitação pelo mercado do uso das lajes protendidas na construção de edificações, aliada a necessidade de se construir edifícios cada vez mais altos e esbeltos, dada a falta de espaço nas grandes cidades, justifica o estudo de edificações com essas características. Tais edificações apresentam vantagens como: a facilidade na execução de formas, possibilitando o uso extensivo de formas e escoramentos industrializados, a flexibilidade arquitetônica que a ausência de vigas permite, o melhor aproveitamento dos materiais aço e concreto, ganhos de produtividade e tempo de execução, questão muito relevante do ponto de vista de mercado, entre outros.

Entretanto um dos fatores mais vantajosos dessas estruturas, que é a ausência de vigas, leva a mesma a apresentar uma desvantagem importante, a redução da rigidez quanto aos deslocamentos horizontais e a questionamentos quanto à estabilidade global da estrutura. Neste tipo de edificação, o principal sistema de contraventamento utilizado são pilares-paredes em formato de "U" ou "L" locados na região das escadas e caixas dos elevadores (ver figura 1). Tais elementos apresentam grande rigidez, e quando aliados aos demais pilares, garantem a estabilidade global do edifício. As lajes protendidaspor sua vez, garantem que o conjunto dos pilares trabalhem juntos (efeito de diafragma rígido), estabilizando a estrutura. Por possuírem armaduras ativas, as lajes apresentam um baixo nível de fissuração para as solicitações correntes atuantes na estrutura, de modo que, não seria absolutamente equivocado admitir que os coeficientes redutores que levam em consideração a não linearidade física das lajes, previstos na norma ABNT NBR 6118 [1], poderiam apresentar valores diferentes daqueles indicados nesta (valores menos conservadores). Adicionalmente, a distribuição típica das armaduras em lajes protendidas, garante uma elevada taxa de armadura na região dos pilares, aumentando a rigidez das ligações entre tais elementos, contribuindopara a estabilidade global da estrutura.

### 2. Breve revisão bibliográfica

### 2.1 Efeitos de 2ª ordem

Em virtude das solicitações horizontais, sejam estas advindas de cargas de vento, sejam de cargas equivalentes referentes aos desaprumos construtivos e assimetria de carregamentos verticais, as edificações de concreto armado sempre estarão solicitadas por flexão composta. Não obstante, a realidade prática impõem solicitações em intervalos de tempos não imediatos (ao longo do processo construtivo) e em parcelas dos valores totais. Chamamos de análise de 1ª ordem, aquela em que o cálculo da estrutura é realizado em uma configuração geométrica não deformada. Os valores de tensão e deformação do sistema são obtidos a partir das formulações clássicas da resistência dos materiais.

Ao se considerar uma configuração geométrica deformada surge no sistema solicitações adicionais denominadas de efeitos de 2ª ordem, e a análise é dita de 2ª ordem. Em síntese, pode-se disser que os efeitos de 2ª ordem são efeitos adicionais à estrutura gerados a partir de sua deformação. Eles são responsáveis por provocar um comportamento não linear na estrutura (não linearidade geométrica).

### 2.2 Análise não linear

Segundo Kimura [6], de maneira simplificada, uma análise não linear é um cálculo onde a resposta da estrutura, seja essa em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não linear, isto é, não linearmente proporcional a um carregamento aplicado na mesma. Tal comportamento é característico de estruturas de concreto armado, e tais efeitos devem sempre ser considerados na análise estrutural.

Os comportamentos não lineares mais relevantes no caso de edifícios de concreto são os de origem física (material) e geométrica, ambos intrínsecos a todas as estruturas reais de concreto armado.



### 2.3 Não Linearidade Física (NLF)

A variação das propriedades físicas do material para um dado carregamento é um fenômeno usualmente incorporado na análise das estruturas de concreto. A discrepância entre a capacidade de resistir a esforços de compressão e traçãodo concreto, leva aos engenheiros, à necessariamente trabalhar com este material fora dos limites de proporcionalidade elástica.

O que ocorre na prática da engenharia civil é que o concreto está, na maioria das vezes, submetido a esforços de tração superiores aos que pode resistir. Assim, o concreto sofre ruptura por tração, e o elemento nesta configuração é dito fissurado.

Em edifícios de concreto armado, as propriedades do material alteram-se à medida que ocorre o incremento de cargas (acréscimo de pavimentos e revestimentos), conferindo aos elementos um comportamento não linear, resultado dos efeitos da própria fissuração, além da fluência, a própria presença de armadura, entre outros fatores.

Com a finalidade de simplificar a análise e dimensionamento, a norma ABNT NBR 6118 [1], propõe o artifício de alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos componentes da estrutura, adotando coeficientes de redução para cada tipo de elemento de acordo com a relevância deste para a estabilidade global, e tipo de carregamento o qual o elemento é submetido. À rigidez adotada para o cálculo da estrutura, considerando os coeficientes de redução, dá-se o nome de rigidez efetiva ou rigidez secante.

AABNT NBR 6118 [1] em seu item 15.3, torna obrigatória a análise das estruturas de concreto armado levando-se em consideração da NLF, e no item 15.7.2 indica os valores a serem adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, quando se leva em conta os efeitos de 2<sup>a</sup> ordem globais em edifícios com quatro ou mais pavimentos:

Lajes: (EI)<sub>sec</sub> = 0,3 E<sub>ci</sub>I<sub>c</sub>

 $-(EI)_{sec} = 0.4 E_{ci}I_{c} para As` \neq As$ 

 $-(EI)_{sec} = 0.5 E_{ci}I_{c}$  para As` = As

Sendo I<sub>c</sub> o momento de inércia da seção bruta de concretoe  $E_{ci}$  o módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

Admite-se ainda que, quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o fator de instabilidade global gama z ( $\gamma_{\zeta}$ ) for menor que 1,3, a rigidez secante de vigas e pilares seja tomada como;

Pilares e Vigas: (EI)<sub>sec</sub> = 0,7 E<sub>ci</sub>I<sub>c</sub>

Ocorre que, no caso de vigas e lajes protendidas, o nível de fissuração destes elementos é, em princípio, consideravelmente menor que o de um elemento de concreto armado sem armadura ativa. Assim, podemos considerar a possibilidade de trabalhar com valores maiores para os coeficientes de redução da rigidez, que aqueles indicados pela norma como mostrado acima.

### 2.4 Não Linearidade Geométrica (NLG)

Na análise de um sistema estrutural considerando sua situação deformada, verifica-se a ocorrência de efeitos maiores que aqueles previstos em uma análise linear partindo de uma situação não deformada, mesmo para materiais de comportamento elástico-linear. Assim sendo, o efeito não é linearmente proporcional à ação, o que caracteriza e nomeia o fenômeno como não linearidade geométrica. Ao realizar-se uma análise levando em consideração a NLG, uma formulação de segurança para a combinação das ações é admitida na norma ABNT NBR 6118 [1]. A majoração das ações se dá pelo fator  $\gamma_r/\gamma_{r3}$ , e posteriormente, os esforços solicitantes encontrados são majorados pelo fator  $\gamma_{r3}$  igual à 1,1. Desta forma, para o dimensionamento no Estado Limite Último (ELU) do elemento estrutural o fator  $\gamma_r$  é inteiramente considerado, embora o esforço encontrado seja menor que aquele que seria obtido caso o fator  $\gamma_{r3}$  tivesse sido aplicado ao carregamento solicitante característico num primeiro momento da análise, pois como dito, na NLG não há uma proporção linear entre ações e efeitos.

### 2.5 Estabilidade global

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de 2ª ordem, Kimura [6]. Dessa forma, é possível distinguir um edifício estável de um instável por meio de um cálculo, ou mesmo de uma estimativa, dos efeitos globais de 2ª ordem que estarão presentes na estrutura. A norma brasileira ABNT NBR 6118 [1] dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solicitações de 2ª ordem, desde que estas, sejam menores em intensidade que 10% das solicitações de 1ª ordem. Ocorre que, para verificar esta condição, seria necessário a realização de uma análise de 2ª ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura. Sendo a análise de 2ª ordem mais complexa que a de 1ª ordem, verifica-se a conveniência em se analisar a estrutura a partir de parâmetros práticos que auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de 2ª ordem, sendo os previstos na norma brasileira o parâmetro  $\alpha$  (alfa) e o coeficiente γz (gama z).

### 2.6 Parâmentro de instabilidade Gama Z

O parâmetro de instabilidade Gama z ( $\gamma$ z) foi introduzido por Franco e Vasconcelos [5], sendo este, largamente utilizado para a análise dos projetos estruturais no país atualmente. O parâmetro mede a sensibilidade de uma edificação com relação aos efeitos de segunda ordem, e ainda pode ser utilizado para majorar os efeitos de primeira ordem devido às cargas horizontais, obtendo assim, efeitos de segunda ordem aproximados.

A fórmula do parâmetro, já considerando a formulação de segurança, é como segue:



Onde  $\Delta M_d$  a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;  $M_{1d}$  é o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais em relação à base da estrutura.

### 2.7 Fatores que influenciam na estabilidade global

Dentre os fatores que mais influenciam na estabilidade global de edifícios têm-se os carregamentos solicitantes e a rigidez. Ao se

analisar a formulação do parâmetro gama Z, observa-se que um acréscimo no valor do carregamento horizontal não leva a um aumento no valor do parâmetro, pois, os esforços de 1ª ordem aumentam na mesma proporção que os de 2ª ordem e a relação  $\Delta M_d/M_{1d}$  permanece constante. No entanto, aumentando-se o valor do carregamento vertical verifica-se um aumento no valor dos esforços de 2ª ordem, para um mesmo carregamento horizontal. Em síntese, o carregamento horizontal não teria influência direta na estabilidade da estrutura, desde que esta apresente uma geometria retangular e simétrica, sem trechos em balanço, características que no entanto, não representam os casos mais gerais.

Intuitivamentesabe-se que, a estrutura mais rígida é mais estável, tal fato é corroborado nas formulações dos parâmetros de instabilidade. No caso do coeficiente  $\gamma z$ , um aumento de rigidez leva a menores valores de deslocamentos laterais e consequentemente a menores valores de momentos de segunda ordem, que para um mesmo carregamento, resulta na diminuição do valor do coeficiente.

### 2.8 Método iterativo P-Delta (P-Δ)

O método do P- $\Delta$  é um procedimento iterativo utilizado na análise de segunda ordem de estruturas, onde o efeito dos deslocamentos laterais sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes. O método consiste em se realizar uma análise de primeira ordem numa dada estrutura (configuração inicial indeformada) considerando os carregamentos horizontais e verticais, e a partir dos deslocamentos ( $\Delta$ ) obtidos desta análise, define-se cargas horizontais fictícias equivalentes ao carregamento de segunda ordem, a serem consideradas numa nova etapa da análise. A cada nova etapa, obtêm-se novas forças laterais fictícias, que tendem a diminuir à medida que a estrutura converge para uma posição de equilíbrio. A iteração é interrompida quando o efeito da n-enésima carga fictícia é pequeno quando comparado ao efeito da carga fictícia anterior.

## 3. Sistemas de contraventamento

Dada à ausência de vigas nos edifícios de lajes protendidas, um sistema de contraventamento formado por pórticos capazes de resistir às solicitações laterais de vento, não seria possível. No entanto, conforme prescreve a norma brasileira em seu item 13.2.4, a espessura mínima para lajes maciças lisas, isto é, sem vigas, é de dezesseis centímetros, sendo comum para as lajes protendidas espessuras de dezoito centímetros ou mais. Tal espessura é suficiente para garantir o efeito do diafragma rígido e consequentemente o travamento dos pilares.

O sistema de contravemento principal, para edifícios de múltiplos andares constituídos de lajes planas protendidas, mais comumente utilizado é com núcleo rígido. Tal sistema pode ser complementado com paredes estruturais, ou ainda, pilares-paredes isolados e convenientemente posicionados, com suas direções de maior rigidez perpendiculares entre si, a fim de estabilizar a edificação em todas as direções.

O núcleo rígido em edifícios com lajes protendidas é comumente formado por pilares-paredes de concreto armado em formato de "U" ou "L" localizados nas regiões das caixas de elevadores e escadas (Figure 1). Em recentes trabalhos Ching [3] recomenda um posicionamento centralizado para os núcleos rígidos afim de se evitar excentricidades entre o centro de massa e centro de rigidez do edifício. Mas salienta que, independente da posição, o ideal é a utilização de um elemento fechado, em formato de tubo, formado até mesmo por barras metálicas contraventadas.

### 4. Critérios e modelos

Para a análise e avaliação dos principais fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes de concreto protendido, foi modelado no programa comercial CAD/TQS, desenvolvido pela empresa TQS Informática LTDA, uma série de edifícios com ordem de esbeltez de um para quatro, isto é, tomando uma largura de aproximadamente 16 metros entre os pilares de extremidade, adotou-se uma altura com cerca de 64 metros para a edificação. O edifício foi modelado a partir de uma planta arquitetônica idealizada, geometricamente assimétrica em todas as direções, na qual se variou os parâmetros e critérios mais relevantes disponíveis no programa para a avaliação de sua influência nos deslocamentos laterais e valor do parâmetro de instabilidade Gama z (ver figuras 2, 3 e 5).

### 4.1 Efeitos construtivos e método interativo P-Delta no CAD/TQS

A medida que uma edificação éconstruída, as deformações axiais sofridas pelos pilares, decorrentes do peso próprio da estrutura, são compensadas no processo construtivo pelo nivelamento dos pavimentos. Essa compensação (efeito construtivo) éincorporada àmodelagem, de maneira simplificada, a partir da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial. Essa adaptação garante a obtenção de resultados compatíveis com a realidade, em particular, no caso dos diagramas de momentos fletores das vigas e lajes dos pavimentos superiores.

Esta adaptação, no entanto, éválida somente para a análise do comportamento de edifícios quando da atuação das cargas verticais. Para as ações horizontais, como o vento, a majoração da área dos pilares não éconsiderada. Para tanto, a TQS Informática, utilizando-se dos trabalhos de Medeiros e França [9], desenvolveu o chamado P-Delta em dois passos.

O método consiste em calcular linearmente a estrutura, num primeiro momento considerando somente os esforços verticais. Nesta etapa, as rigidezes axiais dos pilares são majoradas para contemplar os efeitos construtivos, e a distribuição de forças normais e esforços nos elementos (vigas e pilares) são armazenados. Num segundo momento, o cálculo passa a ser não linear e iterativo, com a aplicação somente das ações horizontais. Agora, a rigidez axial dos pilares não émais majorada, como no primeiro momento, e consideram-se as deformações obtidas na 1°etapa (matriz de rigidez armazenada da primeira análise linear). Nas iterações seguintes, corrige-se sucessivamente essa matriz com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais (não linearidade geométrica). O processo se repete atéa obtenção da convergência da estrutura. Os resultados finais, isto é, os deslocamentos nodais, esforços nas barras e reações dos apoios de 1ªe 2ªOrdem, são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos, Manuais CAD/TQS [7].

Adicionalmente, com a finalidade de facilitar a interpretação dos dados gerados a partir do processamento da estrutura pelo

método do P-Delta, a TQS Informática criou um coeficiente denominado RM2M1 calculado segundo o mesmo princípio de cálculo do Gama Z.



Onde,

M1: é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M2: é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Delta em uma combinação não – linear.

### 4.2 Modelo de análise VI do programa CAD/TQS e a consideração da rigidez transversal das lajes

No modelo de análise VI do programa CAD/TQS, o edificio é modelado como um pórtico único, composto de elementos que simulam as vigas, pilares e lajes de estrutura. Assim, além das vigas e pilares, as lajes passam a resistir a parte dos esforços gerados pelo vento. Neste modelo, também se considera a flexibilização das ligações vigas-pilares. Em síntese no modelo VI, a rigidez da laje é incorporada ao pórtico espacial, logo, o elemento passa a absorver parte dos esforços solicitantes e a contribuir para a estabilidade do edifício.

Martins [8] modelou em elementos finitos, edificações formadas por lajes, vigas e pilares, incluindo um pilar em formato de "U" na região dos elevadores, e concluiu que a consideração da rigidez transversal das lajes influência significativamente o comportamento estrutural dos edifícios, reduzindo os deslocamentos laterais da edificação, favorecendo a estabilidade global e reduzindo os parâmetros de instabilidade Alfa e Gama Z.

"[...] Isto ocorre porque as lajes, com o modelo estrutural adotado, têm uma participação mais efetiva na interação dos esforços e deslocamentos com os demais elementos (vigas, pilares e núcleo), em comparação a outros modelos que as consideram apenas como diafragmas totalmente flexíveis fora do seu plano. [...] para alguns casos a influência da rigidez transversal da laje chegou a ser tão significativa, que em teoria de 2ª ordem considerando a rigidez transversal da laje, os deslocamentos foram menores do que no modelo em teoria de 1ª ordem sem a consideração da rigidez à flexão das lajes [...]". (Martins, 2001, p 234).

### 4.3 Flexibilização das ligações entre vigas e pilares

Embora a edificação alvo possua um número limitado de vigas (característica básicadeste tipo de edificação), é comum o uso de vigas na região das escadas e dos elevadores. No caso das vigas que "fecham" o núcleo dos elevadores, tem-se a formação de uma espécie de lintel que contribui para a rigidez do núcleo, restringindo-o parcialmente ao empenamento. Martins [8] mostra que a presença da viga (lintel) contribui para a redução do deslocamento lateral dos pavimentos.

É importante então, considerar corretamente o nível de restrição e travamento que a viga proporciona ao pilar de elevador, além das demais vigas da região das escadas. Para tanto, o programa considera a presença de molas fictícias definidas nas extremidades das vigas, tornando a ligação semi-rígida. A rigidez das "molas" de flexibilização é atribuída de forma aproximada, como sendo o termo 4EI/L definido pelo pilar junto às barras das vigas, onde: E é o módulo de elasticidade longitudinal do pilar, L é o pé-direito do pilar e I é o momento de inércia calculado a partir de uma seção equivalente



do pilar que efetivamente será considerada na rigidez da ligação. Dois parâmetros definidos nos critérios gerais do programa, chamados de LEPMOL e REDMOL, permitem ao usuário fazer ponderações no cálculo da rigidez dessas molas. O REDMOL, reduz diretamente o valor da rigidez da "mola", enquanto o LEPMOL multiplica a largura equivalente do apoio da viga no pilar, sendo que a largura adotada, nunca é menor que a largura da viga ou maior que a largura do pilar.

A flexibilização destas ligações torna a estrutura mais deslocável, no entanto, simula de maneira mais realista o que ocorre na prática. Ressalta-se que os efeitos desta flexibilização, são mais significativos e mensuráveis no caso de edifícios convencionais, isto é, com lajes, vigas e pilares, e que no caso dos edifícios analisados neste trabalho, a flexibilização, ou ainda, redução da rigidez a região da ligação da laje com os pilares, tem maior influência nos resultados dos deslocamentos.

### 4.4 Modelo de análise IV do programa CAD/TQS

O modelo de análise IV, foi o principal modelo implementado pelo CAD/TQS até sua versão 16. Neste modelo, um pórtico espacial dos pavimentos é montado contemplando somente as vigas e pilares. O efeito do diafragma rígidoé incorporado no modelo a partir da majoração da rigidez lateral das vigas. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares são calculados no pórtico espacial. As lajes são modeladas como grelhas de barras a parte do pórtico, sendo os efeitos gerados pelas ações verticais calculados e os esforços resultantes transferidos como cargas para o pórtico espacial. Considera-se também uma flexibilização das ligações viga-pilar.

#### 4.5 Modelo 1

Abaixo é listado os principais critérios adotados no Modelo 1:

- Modelo de Análise VI
- Flexibilização das ligações Vigas-Pilares
  - REDMOL:4
  - LEPMOL:1,5



- Sem Capitel
- Base engastada
- P-Delta
- Núcleo de 25 centímetros de espessura
  - Fck do concreto:
  - Pilares: 40 Mpa
  - Vigas e lajes: 30 Mpa

Tabela 1 - Modelo 1 - 1º anàlise									
Coe	ficientes de Instabili	dade	Estado Limite de Serviço-ELS		ELS				
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)				
90°-270°	1,719	1,732	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)				
0°-180°	1,374	1,209	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)				
6	auantitativo dos pilar	es	Processo P-Delta						
	Área de formas (m <sup>2</sup>	)		RM2M1					
Pilar	Total	Taxa	Combinaçã	ão 31	2,038				
5030,7	18757,7	26,82%	Combinaçã	ão 35	2,02				
Vc	olume de concreto (i	m³)	Combinaçã	ão 59	2,053				
Pilar	Total	Taxa	Combinação 63 2,035		2,035				
632	3025,6	20,89%	Combinaçã	ão 67	1,897				

Tabela 2 - Modelo 1 - 2º análise								
Coe	ficientes de Instabilido	ide	E	stado Limite de Serviço-	ELS			
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)			
90°-270°	1,652	1,662	90°-270°	3,56(2008)	0,2(1645)***			
0°-180°	1,344	1,159	0°-180°	1,41(5096)	0,1(3282)			
6	Quantitativo dos pilares Área de formas (m²)			Processo P-Delta RM2M1				
Pilar	Total	Ταχα	Combinaçã	io 31	1,98			
5030,7	18757,7	26,82%	Combinaçã	io 35	1,963			
Vc	olume de concreto (m	3)	Combinaçã	io 59	1,994			
Pilar	Total	Таха	Combinação 63 1,977		1,977			
632	3025,6	20,89%	Combinaçã	Combinação 67 1,847				
Deslocamento lateral m	náximo do edifício para a co	mbinação de vento do E	stado Limite de Servico.					

\*\* Deslocamento lateral máximo de um pavimento para a combinação de vento do Estado Limite de Serviço.

\*\*\* Os valores entre parêntese indicam a razão entre a altura total e o deslocamento obtido, em cada caso específico.

#### Lista das Combinações:

Combinação 31: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (com redução) + 0.51. Cargas de Temperatura + 0.6. Vento 270° Combinação 35: Peso Próprio + Cargas Permanentes + 0.8. Cargas Acidentais (com redução) + 0.86. Cargas de Temperatura + 0.6. Vento 270° Combinação 59: Peso Próprio + Cargas Permanentes + 0.8. Cargas Acidentais (com redução) + 0.86 cargas de Temperatura + 0.6 Vento 180° Combinação 63: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (sem redução) + 0.51 cargas de Temperatura + Vento 180° Combinação 67: Peso Próprio + Cargas Permanentes + Cargas Acidentais (com redução) + 0.51 cargas de Temperatura + 0.6 Vento 0°

- Vento:
  - Velocidade Característica: 32 m/s
  - Vento de alta Turbulência





- Coeficiente de Não Linearidade Física:
  - Lajes: 0,8
  - Pilares:0,8
  - Vigas:0,8

A Figura 2 apresenta o projeto arquitetônico utilizado para a análise. A figura 2 apresenta a geometria do pilar parede e a Figura 3 apresenta o modelo espacial do edificio.

Para a análise do modelo desenvolvido, alterou-se um critério do programa intitulado "Cargas verticais para cálculo de momentos de 2ª Ordem", onde as cargas acidentais podem ser consideradas em sua totalidade ou com redução no cálculo dos momentos de 2ª Ordem. Tal redução (somente das cargas acidentais) deve melhorar os resultados do edifício quanto aos deslocamentos horizontais e valores do parâmetro de instabilidade Gama Z.

Em uma primeira análise, efetuou-se o processamento do edifício considerando a totalidade das cargas acidentais. Numa segunda análise, lançou-se mão do critério de redução das cargas acidentais. Os resultados detalhados deste modelo encontram-se nas tabelas 1 e 2. Abaixo são listados os parâmetros de instabilidade gama Z obtidos:

- 1° Análise:
  - Vento 90°-270°: 1,719
  - Vento 0°-180°: 1,374
- 2° Análise:
  - Vento 90°-270°: 1,652
  - Vento 0°-180°: 1,344

E como esperado, a redução das cargas acidentais para a determinação dos momentos de 2ª ordem, levou a menores valores para o parâmetro de instabilidade do edifício, mantendono entanto, os valores dos deslocamentos laterais (conforme se vê nas tabelas 1 e 2).

Durante a concepção estrutural e arquitetônica de edifícios de múltiplos andares com lajes protendida, é relevante e vantajoso trabalhar com materiais leves, como paredes de Drywall, e com técnicas de nivelamentoà laser, buscando assim, espessuras de contrapiso mínimas, que contribuam para a estabilidadeestrutural. Tal material e metodologiaconstrutiva vêm tornando-se cada vez mais acessível e aceitável no mercado nacional.

No entanto, no modelo 001, o valor do parâmetro Gama Z encontrado está acima dos limites aceitáveis, sendo a estrutura considerada instável pelos parâmetros da norma ABNT NBR 6118 [1], embora os deslocamentos laterais atendam as prescrições para o Estado Limite de Serviço (ELS). Assim, buscou-se enrijecer o modelo mediante a revisão das dimensões dos pilares.

### 4.6 Modelo 2

Após o enrijecimento da estrutura, mediante o aumento da geometria dos pilares (Figura 5), inclusive com o aumento da espessura do núcleo rígido de 25 centímetros para 35 centímetros, obteve-se um valor de Gama Z no limite do aceitável pela norma



Tabela 3 - Modelo 2 - 1º análise								
Coe	Coeficientes de Instabilidade Estado Limite de Serviço-ELS							
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)			
90°-270°	1,305	1,298	90°-270°	3,77(1900)	0,27(1412)			
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3446)	0,18(2117)			
6	Quantitativo dos Pilare	es	Processo P-Delta					
	Área de Formas (m²	)		RM2M1				
Pilar	Total	Ταχα	Combinaçã	ăo 31	1,536			
6099	19781,4	30,83%	Combinaçã	ão 35	1,528			
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	3)	Combinaçã	ão 59	1,564			
Pilar	Total	Таха	Combinação 63 1,556		1,556			
749,6	3135	23,91%	Combinaçã	ão 67	1,456			

ABNT NBR 6118 [1], isto é, 1,305. Buscou-se então, avaliar a influência que uma variação nos coeficientes de redução para a consideração da não linearidade física teria sobre os valores dos parâmetros de instabilidade e deslocamentos laterais.

Em uma primeira análise, tomou-se os valores indicados pela norma ABNT NBR 6118 [1], para os valores dos coeficientes, sendo estes:

Lajes: 0,3

- Pilares:0,8
- Vigas: 0,4

Em uma segunda análise, ainda do Modelo 2, adotou-se os seguintes valores para os coeficientes de não linearidade física:

- Lajes: 0,8
- Pilares: 0,8
- Vigas: 0,8

Comparando os resultados (ver tabelas 3 e 4 com resultados detalhes abaixo), nota-se que a melhora nos valores dos parâmetros e deslocamentos são insignificantes, mensuráveis apenas para algumas combinações e na terceira casa decimal, em particular o valor de gama z obtido na 2ª Análise foi de 1,303. Tal resultado ficou abaixo da expectativa de melhora na estabilidade global da edificação. Análises e modelos mais refinados devem ser elaborados para verificação dos resultados obtidos, além de eventuais limitações do programa.

### 4.7 Modelo 3

Embora tenhamos verificado que a redução do peso influência positivamente na estabilidade global da estrutura, propõem-se aumentar a espessura da laje protendida do modelo, a fim de analisar

Tabela 4 – Modelo 2 - 2º análise									
Coe	ficientes de Instabilio	dade	Estado Limite de Serviço - ELS						
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)				
90°-270°	1,303	1,297	90°-270°	3,76(1901)	0,27(1412)				
0°-180°	1,248	1,030	0°-180°	2,08(3447)	0,18(2118)				
6	Quantitativo dos Pilar	əs	Processo P-Delta						
	Área de Formas (m²	)		RM2M1					
Pilar	Total	Taxa	Combinaçã	ão 31	1,536				
6099	19781,4	30,83%	Combinaçã	ão 35	1,528				
	Concrete volume (m	3)	Combinação 59		1,564				
Pilar	Total	Taxa	Combinação 63 1,555		1,555				
749,6	3135	23,91%	Combinaçã	ão 67	1,455				

Tabela 5 - Modelo 3 - 1º análise									
Coe	Coeficientes de Instabilidade Estado Limite de Serviço - ELS								
Vento	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)				
90°-270°	1,272	1,226	90°-270°	1,88(3805)	0,16(2466)				
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,95(7500)	0,07(4348)				
6	Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta					
	Área de Formas (m²,			RM2M1					
Pilar	Total	Ταχα	Combinaçã	ão 31	1,492				
6099	19776,5	30,83%	Combinaçã	ão 35	1,485				
(	Concrete volume (m <sup>3</sup>	)	Combinação 59		1,523				
Pilar	Total	Таха	Combinação 63		1,516				
749,6	3306,6	22,67%	Combinaçã	ão 67	1,419				

se o acréscimo de rigidez na ligação laje-pilar, além do acréscimo da rigidez transversal à flexão, compensaria o aumento de peso da estrutura contribuindo com a estabilidade global da mesma.

Utilizando como base o Modelo 2 da 2ª Análise, aumentou-se a espessura das lajes de 18 centímetros para 20 centímetros. Após o processamento, numa comparação direta com o modelo base, observou-se uma significativa melhora nos resultados do parâmetro de instabilidade, sendo o valor encontrado de 1,27, além de uma redução nos deslocamentos horizontais (Ver resultados detalhados na tabela 5 abaixo). Mantidos os vãos iniciais, evidentemente que um aumento na espessura da laje para 20 centímetros reduziria as taxas de armadura ativa (cordoalhas), para próximo das razões de consumo mínimas indicadas por Emerick [4], que variam de 3,5 Kg/m² à 5,5 Kg/m², o que compensaria em parte o acréscimo no volume de concreto.

O aumento da rigidez na região da ligação laje-pilar juntamente

com o aumento da rigidez transversal à flexão parece justificar a melhora na estabilidade global da estrutura. A fim de se analisar a influência da plastificação da região dos apoios dos pilares, resultado das solicitações de tração naturais da região, propõe-se introduzir capitéis com a mesma espessura das lajes e ajustar a rigidez das barras (barras da grelha que simulam as lajes) desta região.

### 4.8 Modelo 4

Em um modelo de grelhas como o utilizado pelo programa CAD/ TQS, dependendo da discretização da mesma, poucas barras interceptarão o pilar. Assim, introduzindo-se capitéis, aumenta-se a discretização da grelha nesta região e aplicando-se um divisor de inércia à flexão das barras do capitel, assim como um divisor de inércia à flexão no apoio sobre o pilar, obtém-se uma redução de momentos uniformizada e suavizada, mais próxima da realidade,

Tabela 6 – Momento na região dos pilares Modelo 3 - 1º análise sem capitéis								
	Momentos (ff.m)			Momentos (tf.m)				
Pilar	COMB17*	COMB25**	Pilar	COMB17	COMB25			
P101	-4,1	-4,1	P109	-7	-6,6			
P102	-3,5	-3,5	P110	-8,5	-8,7			
P103	-10,7	-14,1	P111	-7,9	-8,7			
P104	-5,6	-5,6	P112	-9	-8,3			
P105	-18,9	-15,6	P113	-6,4	-5,6			
P106	-8,9	-9,2	P114	-6,8	-6,2			
P107	-8,6	-9,4	P115	-6,8	-6,6			
P108	-7,9	-8,4	PELEV	-5	-5,5			

Tabela 7 - Modelo 4 - 1º análise								
Coe	ficientes de Instabilio	dade	E	stado Limite de Serviço -	ELS			
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)			
90°-270°	1,274	1,229	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)			
0°-180°	1,231	1,002	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)			
6	Quantitativo dos Pilare	es	Processo P-Delta					
	Área de Formas (m²)			RM2M1				
Vento	Gama Z	Alfa	Combinaço	ão 31	1,506			
6099	19776,5	30,83%	Combinaç	ão 35	1,499			
Vc	olume de Concreto (r	m³)	Combinaç	ão 59	1,538			
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63 1,530		1,530			
749,6	3306,6	22,67%	Combinaço	ão 67	1,428			

sem picos de momentos negativos na sobreposição das barras da grelha com os pilares. A divisão total da rigidez das barras da região é o produto dos dois valores. Alternativamente ao uso dos divisores de inércia à flexão no apoio sobre o pilar, é possível definir um coeficiente de engastamento nas pontas das barras (da laje) que "chegam" ao pilar, Manuais CAD/TQS [7].

Variando-se o valor dos divisores ou do coeficiente de engastamento, buscou-se reduzir os momentos negativos de uma maneira geral sobre os pilares para 85% de seu valor original, isto é, em uma comparação direta com o Modelo  $3 - 1^a$  Análise sem capitéis e com engastamento total entre lajes e pilares (ver resultados detalhados na tabela 6).

Modelou-se os capitéis em todos os pilares dos pavimentos tipo e cobertura. As dimensões adotadas para os capitéis foram de 2d em cada direção dos pilares (ver figura 4), sendo d a altura útil das lajes, equivalente ao perímetro crítico de punção das lajes. Buscou-se numa primeira análise redefinir os valores dos momentos negativos a partir do refinamento da malha na região dos apoios dos pilares, pois, ao introduzir os capitéis, é possível alterar localmente a discretização da grelha. Adotou-se uma malha duas vezes maior que a da laje em geral, isto é, a distância entre as barras na região do capitel é metade da distânciapadrão. Na primeira análise, adotou-se os parâmetros:

Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 1

Coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares: 1 Após o processamento, observa-se que apenas a ação de refinar a malha na região dos apoios, resultou em uma significativa redução nos valores dos momentos fletores(ver resultados detalhados na tabela 8), e afetou os valores do parâmetro de instabilidade Gama Z e deslocamentos laterais de maneira negativa, mas em números absolutos, pouco significante. O valor encontrado de gama Z foi de 1,274, o que equivale a um

Tabela 8 - Momento na região dos pilares Modelo 4 - 1º análise								
	Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)				
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25			
P101	-2,3	-2,3	P109	-4,6	-4,7			
P102	-2,3	-2,1	P110	-4,2	-3,5			
P103	-11	-5	P111	-5,7	-5,8			
P104	-3,6	-3,3	P112	-4, 1	-4,4			
P105	19,7	17,9	P113	-3,5	-4			
P106	-4,5	-4,3	P114	-4, 1	-4,5			
P107	-4,3	-3,7	P115	-4,3	-3,9			
P108	-3,8	-3,3	PELEV	-4,9	-5,1			

	Tabela 9 - Modelo 4 - 2º análise									
Coe	Coeficientes de Instabilidade Estado Limite de Serviço - ELS									
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)					
90°-270°	1,275	1,231	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)					
0°-180°	1,232	1,003	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)					
6	Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta						
	Área de Formas (m²)			RM2M1						
Vento	Gama Z	Alfa	Combinaç	ão 31	1,508					
6099	19776,5	30,83%	Combinaç	ão 35	1,501					
Vo	olume de Concreto (I	m³)	Combinaç	ão 59	1,540					
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63 1		1,532					
749,6	3306,6	22,67%	Combinaço	ão 67	1,430					

acréscimo de 0,115% (ver resultados detalhados na tabela 7). Na 2ª Análise, adotou-se os parâmetros:

Divisor de inércia á flexão das barras do capitel:1

■ Coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares: 0,85 Após o processamento, verificou-se que a alteração do parâmetro "coeficiente de engastamento parcial das lajes sobre pilares" de 1 para 0,85 não resultou em alterações significativas, seja quanto à estabilidade global, seja quanto aos valores de momentos fletores (ver resultados detalhados nas tabelas 9 e 10).

Em uma 3ª Análise, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros:

Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 3

Divisor de inércia à flexão no apoio sobre pilar intermediário: 50 Desta vez, a plastificação das barras na região dos capitéis, flexibilizou a estrutura a ponto de novamente esta ser considerada instável pelas premissas da norma ABNT NBR 6118 [1]. O valor do parâmetro gama z encontrado foi de 1,354 (ver resultados detalhados na tabela 11). Quanto à variação dos momentos fletores, comparando os resultados da 1ª Análise com esta, houve variações com até 69% de redução e acréscimos de momento de até 49%, entre todos os pilares, sendo a média uma redução de 15% no valor dos momentos (ver resultados detalhados na tabela 12). Finalmente, na 4ª Análise, adotou-se os seguintes valores para os parâmetros:

Divisor de inércia à flexão das barras do capitel: 2

Divisor de inércia à flexão no apoio sobre pilar intermediário: 5 Com esta alteração, a edificação voltou a apresentar valores dentro dos limites prescritos na norma para o parâmetro de instabilidade gama Z, sendo o valor encontrado de 1,3 (ver resultados detalhados na tabela 13). Quanto aos momentos, comparando novamente com os resultados da 1ª Análise, houve variações com até 37% de redução e acréscimo de momentos

Tabela 10 - Momento na região dos pilares Modelo 4 - 2ª análise									
	Momentos (tf.m)		Momentos (tf.m)						
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25				
P101	-2,3	-2,2	P109	-4,4	-4,3				
P102	-2,3	-2,6	P110	-4	-4,3				
P103	-11	-13,8	P111	-5,7	-5,5				
P104	-3,6	-3,6	P112	-4,1	-3,8				
P105	-19,7	-16,5	P113	-3,4	-3,2				
P106	-4,4	-4,5	P114	-4,1	-3,6				
P107	-4,2	-4,3	P115	-4,3	-4,2				
P108	-3,8	-3,9	PELEV	-4,9	-5				

		Tabela 11 - Ma	odelo 4 - 3º análi	se	
Coe	ficientes de Instabilio	dade	E	stado Limite de Serviço -	ELS
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)
90°-270°	1,354	1,371	90°-270°	1,87(3832)	0,15(2506)
0°-180°	1,295	1,088	0°-180°	0,94(7626)	0,07(4383)
6	Quantitativo dos Pilares			Processo P-Delta	
	Área de Formas (m²)			RM2M1	
Vento	Gama Z	Alfa	Combinaç	ão 31	1,650
6099	19776,5	30,83%	Combinação 35		1,640
Vc	olume de Concreto (r	m³)	Combinação 59 1,685		1,685
Vento	Gama Z	Alfa	Combinação 63		1,675
749,6	3306,6	22,67%	Combinação 67 1,547		1,547

# Tabela 12 - Momento na região dos pilares Modelo 4 - 3º análise

	Momentos (tf.m)			Momentos (tf.m)	
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25
P101	-1,6	-1,5	P109	-3,6	-3,4
P102	-1,8	-1,8	P110	-2,6	-2,7
P103	-10,7	-14,1	P111	-3,8	-3,6
P104	-2	-2	P112	-5,1	-5,7
P105	-22	-18,4	P113	-2,5	-3,1
P106	-1,4	-2,6	P114	-6, 1	-5,8
P107	-2,6	-4,7	P115	-2,9	-2,8
P108	-4,9	-4,8	PELEV	-5,2	-5

Tabela 13 - Modelo 4 - 4ª análise							
Coe	ficientes de Instabili	dade	E	stado Limite de Serviço -	ELS		
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)		
90°-270°	1,304	1,293	90°-270°	2,07(3456)	0,16(2341)		
0°-180°	1,255	1,037	0°-180°	1,07(6713)	0,08(4055)		
6	Quantitativo aos Pilar	es		Processo P-Delia			
	Área de Formas (m <sup>2</sup>			RM2M1			
Vento	Gama Z	Alfa	Combinaçã	Combinação 31			
			Combinação 35				
6099	19776,5	30,83%	Combinaçã	ão 35	1,559		
6099 Va	19776,5 Diume de Concreto (	30,83% m³)	Combinaçã Combinaçã	ão 35 ão 59	1,559 1,600		
6099 Vo Vento	19776,5 Diume de Concreto ( Gama Z	30,83% m³) Alfa	Combinaçã Combinaçã Combinaçã	ão 35 ão 59 ão 63	1,559 1,600 1,591		

Tabela 14 - Momento na região dos pilares Modelo 4 - 4ª análise						
Momentos (tf.m) Momentos (tf.m)						
Pilar	COMB17	COMB25	Pilar	COMB17	COMB25	
P101	-1,8	-1,8	P109	-2,9	-2,8	
P102	-2,8	-3,1	P110	-2,8	-3	
P103	-11	-14,1	P111	-4,4	-4,2	
P104	-2,6	-2,5	P112	-5, 1	-4,5	
P105	-20,6	-17,2	P113	-2,3	-2,8	
P106	-3	-3,1	P114	-5	-4,5	
P107	-4,3	-4,4	P115	-3,1	-3,1	
P108	-4,3	-4,5	PELEV	-5,2	-5,3	

Tabela 15 - Modelo 5						
Coe	Coeficientes de Instabilidade Estado Limite de Serviço - ELS					
Wind	Gama Z	Alfa	Vento	Des. Global (cm)	Des. Local (cm)	
90°-270°	4,913	2,481	90°-270°	12,81(559)	0,74(440)	
0°-180°	2,616	1,782	0°-180°	8,09(884)	0,9(428)	

de até 24%, entre todos os pilares, sendo a média uma redução de 9%no valor dos momentos (ver resultados detalhados na tabela 14).

Verificou-se neste modelo, a dificuldade em se ajustar a redução percentual de momento negativo mantendo a edificação dentro do limite de estabilidade, mas é possível constatar a grande influência de tal parâmetro sobre a estabilidade global. Uma metodologia eficiente para a definição de um nível de plastificação da região do apoio das lajes sobre os pilares, deve exigirum número consideravelmente maior de modelos, analisados sobre diferentes aspectos, tais como, as taxas de armaduras ativa e passiva da região, a espessura da laje, além de análises e experimentos de campo.

# 4.9 Modelo 5

Como último modelo, efetuou-se o processamento do Modelo 3 utilizando o modelo de análise IV do programa CAD/TQS. Como dito anteriormente, neste modelo de análise, as lajes não fazem parte do pórtico espacial, tendo suas reações transmitidas para o pórtico que é posteriormente resolvido. O programa identifica o travamento dos pilares em cada pavimento, no entanto, neste modelo não há contribuição da rigidez transversal à flexão para resistir aos esforços solicitantes horizontais.

Após o processamento, observa-se uma discrepância entre os resultados do Modelo 3 e Modelo 5 (ver resultados detalhados na tabela 15), mostrando que o Modelo de Análise IV do programa CAD/TQS não é adequando para análise de estabilidade global de edifícios de múltiplos andares compostos de lajes protendidas, e exemplificando a relevante diferença em se considerar ou não a laje como elemento resistente as solicitações horizontais.

# 5. Conclusões

A partir das análises realizadas, pode-se observar que a despeito do acréscimo de cargas verticais gerados pelo aumento da espessura das lajes protendidas, a contribuição no enrijecimento das ligações laje-pilares e rigidez transversal à flexão, compensam o aumento da carga vertical, contribuindo significativamente para a estabilidade global da edificação. Conclusões semelhantes foram encontradas por Martins [8] que analisou edifícios de múltiplos andares compostos de lajes, vigas e pilares, além de um pilar em formato de "U" na região da caixa do elevador, funcionando como núcleo rígido. A questão é que, sendo a edificação alvo desprovida de vigas, a consideração das lajes como elemento resistente aos esforços horizontais, tornasse ainda mais relevante, assim como uma coerente consideração do grau de plastificação das barras que simulam as lajes na região de ligação com os pilares. Sendo o ajuste fino desde último parâmetro, algo que deve ser analisado pormenorizadamente em pesquisas futuras. Assim a região de ligação laje-pilar assume mais este papel, de influenciar na estabilidade global da estrutura, além de ser um limitador para os vãos de lajes protendidas devido aos esforços de cisalhamento (punção). Observando o Modelo 5, não resta dúvida de que, um algoritmo que não leva em consideração a contribuição plena da laje para a estabilidade global das edificações de múltiplos andares formada por lajesprotendidas, não é adequado à análise deste tipo de edificação, levando a resultados discrepantes, e que inviabilizaria erroneamente este tipo de estrutura.

# 6. Referências bibliográficas

[01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNI-CAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. -ABNT NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.

- [02] BUENO, M.M.; Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, 2009.
- [03] CHING,F.D.K.; ONOUYE, B.S.; ZUBERBUHLER, D.; BuildingStructuresIlustrated. John Wiley&Sons, 2009.
- [04] EMERICK, A.; Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Interciência,2005.
- [05] FRANCO, M.;VASCONCELOS,A.C.D.; Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos.Coloquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro,1991.
- [06] KIMURA, A.; Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. PINI,2007.
- [07] MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2013.
- [08] MARTINS,C.H.; Analysis Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes.Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo,2001.
- [09] MONCAYO, W.J.Z.; Analysis de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2011.
- [10] SILVEIRA, M.; SILVEIRA J.D.; Estabilidade Lateral dos Edifícios em Lajes Planas Protendidas. Fortaleza, Ceará, 2012.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking

# Análise numérica de flexão em lajes nervuradas com a consideração dos efeitos de fissuração no concreto







B. R. B.RECALDE <sup>a</sup> ing.brunoblanc@gmail.com

F. P. S. L. GASTAL <sup>a</sup> francisco.gastal@gmail.com

V. R. D'A BESSA a vichy@ufrgs.br

P. F. SCHWETZ <sup>a</sup> paulete.schwetz@ufrgs.br

# Abstract

Waffle slab structures simulated by computational model are generally analyzed by simplified methods, for both the section geometry (converting into solid slabs or grids) and for the material mechanical properties (linear elastic regime). Results obtained by those studies show large differences when compared with test results, even at low loading levels. This is mainly due to lack of consideration of the eccentricity between the axis of the ribs and the cover, as well as the simplification of the mechanical behavior of concrete tensile strength. The so called more realistic numerical models do consider the effect of the eccentricity between the axis of the cover and ribs. One may also introduce physical nonlinearity of reinforced concrete in these models, obtaining results closer to tests.

The objective of this work is to establish a numerical model for the typical section of waffle slabs given the recommendationslisted above. Such model considers the eccentricity between the axis of the ribs and the cover, the physical nonlinearity of concrete in compression and the concrete contribution between cracks (tension stiffening) through a smeared crack model.

The finite element program SAP2000 version 16 is used for the non-linear analysis. The area element discretization uses the Shell Layered element along the thickness of layers, allowing for the heterogeneous material behavior of the reinforced concrete. The numerical model was validated comparing results with tests in slabs and, eventually, used to evaluate some waffle slabs subjected to excessive loading.

Keywords: waffle slab, reinforced concrete, numerical model, non-linear analysis.

## Resumo

As estruturas de lajes nervuradas simuladas por modelo computacional geralmente são analisadas por metodologias simplificadas, tanto para a geometria da seção (convertendo em lajes maciças ou grelhas) como para as propriedades mecânicas dos materiais (regime elástico-linear). Os resultados obtidos por estes estudos teóricos apresentam grandes diferenças quando comparados com os valores dos ensaios experimentais, mesmo para baixos níveis de carregamento. Isto se deve principalmente pela não consideração da excentricidade entre os eixos da nervura e da capa como também a simplificação do comportamento mecânico do concreto à tração. Modelos numéricos chamados realísticos consideram o efeito da excentricidade entre os eixos da capa e da nervura da seção transversal. Pode-se, ainda, introduzir a não-linearidade física do concreto a ramado nestes modelos, obtendo resultados próximos do experimental.

O objetivo deste trabalho é estabelecer um modelo numérico para a seção típica de laje nervurada que leve em consideração a excentricidade entre os eixos da capa e da nervura, a não-linearidade física do concreto em compressão e a colaboração do concreto tracionado entre fissuras, através de um modelo de fissuração distribuída.

Utilizou-se o programa computacional de elementos finitos SAP2000 versão 16 para as análises não-lineares. O elemento de área denominado Shell Layered permite considerar a heterogeneidade do concreto armado por discretização ao longo da espessura em camadas.

O modelo numérico foi validado a partir de análises de lajes ensaiadas experimentalmente, comparando os resultados numéricos com os dos ensaios. Também, este modelo foi utilizado para avaliar o comportamento pós-fissuração de algumas lajes nervuradas submetidas a carregamentos excessivos.

Palavras-chave: laje nervurada; concreto armado; modelo numérico; análise não-linear.

Received:21 May 2014 • Accepted: 05 Feb 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil;
Departamento de Design e Expressão Gráfica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

# 1. Introduction

Reinforced concrete waffle slabs are structural elements formed by a set of ribbed beams joined by a top concrete slab, to optimize the use of concrete and steel.

Classical methods used for the analysis of solid slabs are still employed to obtain an equivalent behavior of ribbed slabs. However, significant differences in flexural and torsional stiffness between these two structures cannot be ignored. Because of these differences, ribbed slabs have been studied in an experimental, analytical and numerical approach over the last years.

Recent studies show important experimental programs, providing technically reliable data, that may support the validation of numerical models under development, as in Borges [1] and Schwetz [2], both used to validate the proposed model.

Quite a few of the existing numerical models do not consider the cracking behavior of concrete and perform only linear analyzes (Dias [3], Stramandinoli [4], Araújo [5] and Donin [6]). Others do, but take concrete as a homogeneous material with no regard to the reinforcement (Rebelo & Duarte Filho [7] Oliveira et al [8]). The use of these models, show significant stiffness differences when compared to experimental results. To overcome that and approach test results, some authors proposed changing the structure's bending and twisting inertia.

The present work aims to establish a numerical model to realistically analyze the mechanical behavior of waffle slabs used in structural systems of different geometric conditions and levels of static loading. The proposed model takes into account the eccentricity between the top concrete slab and the axes of the ribs, the physical nonlinearity of concrete in compression and the collaboration of concrete between cracks, considering the reinforcement independently. The computational program employed was the SAP2000 Version 16, using an area element called *Shell Layered*. This element allows considering the heterogeneity of concrete by discretization along the layers.

# 2. Methods used to analyze waffle slabs

The methods used for the analysis of waffle slabs may be divided

into simplified and realistic. Simplified methods transform ribbed slabs in a solid slab with equivalent stiffness or in an equivalent grill, while realistic methods consider the effects of the eccentricity between the top slab and the ribs.

According to Dias [3], however, some simplified methods do account for the eccentricity between the top slab and the ribs, when considering "T" section beams to obtain an equivalent thickness for a solid slab or grid.

There are several numerical models of the realistic type, such as those proposed by Dias [3] and Schwetz [2], showing better performance when compared to the simplified ones. In both cases, the authors concluded that the model shown in Figure 1, consisting of separate area finite elements to independently model top slab and ribs, is a model with good performance for numerical analysis of waffle slabs. Both authors validated this numerical model in linear elastic analysis from experimental tests. They showed results similar to the tests in flexural behavior for loads in the linear range, but different values for a nonlinear analysis.

Supported on such results, the proposed numerical model uses area finite elements and the numerical analyzes is performed using the SAP2000 program, version 16 (*Software Integrates for Structural Analysis & Design*).

### 2.1 Constructing the proposed model in the program SAP2000

Both top slab and ribs are represented by *Shell Layered* finite elements. These elements, layered along the thickness, allow for the discretization of concrete and steel material properties. Element forces are based on the Mindlin Theory[9], and the elements have four nodes and five degrees of freedom per node. Thickness is divided into two layers of concrete and a middle one representing the reinforcement, as in Figure 2.

The cross section of a waffle slab is therefore represented by elements arranged horizontally for the top slab and vertically for the ribs. The nonlinear analysis uses the Initial Stiffness Method and, when there is no convergence, the Newton-Raphson Method. Nonlinear physical properties of materials are defined by their constitutive





models: an elastic-plastic stress-strain relation for steel, Drucker-Prager relation for concrete in compression and, in tension, a linear-elastic relation before cracking.

Concrete cracking is modeled by the distributed cracking model proposed by d'Avila [10], as illustrated in the following section.

# 2.2 Distributed cracking model proposed by d'Avila [10]

The tensile behavior of concrete is represented by the model of distributed cracking proposed by d'Avila [10], based on the Model Code CEB-FIP-90 [11], which accounts for the concrete contribution between cracks, known as *Tension-stiffening*.

After cracking, the concrete stress-strain diagram is represented by a multilinear softening behavior, as shown in Figure 3.

The determination of the  $f_{t,i}$  and  $\epsilon_{nn\,i}^{\,cr}$  parameters, for each area of the diagram in Figure 3, is done by the analysis of reinforced concrete ties with the same reinforcement ratio used in the tensile zones.

The ultimate cracking deformation, for each zone, is related to the reinforcement ratio in the tensioned area. According to the Model



Code CEB-FIP-90 [11] the effective depth of the tensioned zone is given by:

hcf = 2,5(h - d) < 
$$(h-x)/3$$
 (1)

where "h" is the total depth, "d" the effective depth and "x" is the compressive zone depth of the structural element.

Each region represents a stage in the behavior of cracked reinforced concrete. The behaviors that represent each region defined by d'Avila [10] are:

- 1° region: related to the cracking formation period, causing a gradual reduction in tension with the increasing of deformation;
- 2° region: related to the stabilized cracking period, characterized by an increase of deformation with constant tension;
- 3° region: related to the reinforcement post-yielding period, with reduction in tension with increasing of deformation.

The ultimate deformation of the first stage,  $\epsilon_{ult}^{cr(l)}$  and the tension  $f_{t,i}$  are related to the final period of cracking formation. In the



# IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 2





second stage, stabilized cracking, the tension remains constant while the deformation increases until the ultimate value of  $\epsilon_{ult}^{\rm cr(2)}$ , corresponding to reinforcement yielding. At last, the deformation of the third stage corresponds to the reinforcement post-yielding with the value of 10‰.

The equations to determine the parameters of the tri-linear curve of the model can be found in d'Avila [10].

# 3. Numerical analysis of tested slabs

To help validating the proposed numerical model, three different waffle slabs were numerically analyzed and compared to experimental results obtained by other authors.

### 3.1 Numerical analysis of the slabs tested by Borges [1]

The slab reference (REF) tested by Borges [1] is a 1800mm wide square slab with four ribs in each direction, as shown in Figure 4 (a). The top slab is 40mm thick, the ribs have 70mm width and 150mm height. This slab is small compared to those used in usual engineering projects, however, the *top-thickness/slab-height* relationship, of 0.27, lies within the commercial

range of 0.19 to 0.38. Also, the *distance between axes/width* relationship for the ribs, of 7.61, is in the range of commercial use, from 5.29 to 8.02.

The slab is reinforced by a top mesh of Ø5 mm CA 60 steel, every 150 mm, in both directions, as in Fig 4(b). The ribs have a single bottom bar of Ø10 mm CA 50.

The tested slab was simply supported at all edges, load was incrementally applied in four equal stages, on the four rib intersections, as detailed in Borges [1].

The numerical model simulation used a 324 (18x18), 10x10 cm wide, finite elements mesh for the top slab (Figure 5). The eight ribs had meshes of 72 (18x4) elements with 10 cm width and variable height, as shown in Figure 6.

The mechanical material properties, obtained in Borges[1], are listed below.

For the compressed concrete: f\_=33,8 MPa and E\_=26100 MPa.

For the Ø5 mm reinforcement:  $E_s = 261000$  MPa;  $f_{y,s} = 548$  MPa and  $f_u = 685$  MPa.

For the Ø10 mm reinforcement:  $E_s$ = 256000 MPa;  $f_{y,s}$ =579,2 MPa and  $f_u$ =726,2 MPa.

The stress-strain values for tensile concrete are shown in Figure 7, which represents the zone related to non-cracked concrete (initial zone with stress varying from zero to  $f_{\rm t,m}$ =3,0 MPa ), and the three zones related to the cracked concrete (Figure 3). Values defining the limits of each zone are shown in Table 1.



Table 1 - Eccentricities under column supports

Values of MFD for ribs (strain)	Values of MFD for top slab (strain)	Stress (MPa)	Zone
1,15E-04	1,15E-04	3,00	-
4,35E-04	7,83E-04	1,20	1
2,19E-03	2,04E-03	1,20	2
1,00E-02	1,00E-02	0	3



Numerical integration for stresses and internal forces used 3x3 Gauss integration points for concrete and 2x2 for the reinforcement. Figure 8 shows the center slab displacements under loading. Good agreement is found, since the largest difference between numerical and experimental results is less than 20%. The rib reinforcement strength, point EA of Figure 4(a) was also adequately simulated, with a maximum difference of 8%, as seen in Figure 9.

# 3.2 Numerical analysis of the slabs tested by Abdul-Wahab & Khalil [12]

Three 154 cm square simply supported slabs, called S2, S5 and S6, were chosen to validate the presented model. They have eight internal ribs in each direction, apart by a distance  $a_1 = 16.7$  cm, as shown in Figure 10. The figure also shows a rigid 30x30 cm plate,



placed at the center of the slab, used for applying the test load, as well as the slab reinforcement details. The slabs differ only in the rib dimensions, shown in Table 2.

Table 2 – Slab dimensions of Abdul -Wahab & Khalil (12)						
Slab number	Rib thick (mm)	Slab thick h (mm)				
S2	52	95				
S5	57	125				
Só	47	65				



The numerical analysis used a 324(18x18) finite elements mesh for the top slab and twenty 216 (36x6) meshes for the ribs, as shown in Figures 11,12 and Table 3.

The stress-strain diagram for concrete is shown in Table 4 and the material properties, obtained from Abdul-Wahab & Khalil [12] or calculated according to NBR6118 [13] are listed below.

For the compressed concrete:  $f_{ck}$ =30 MPa and  $E_c$ =26071,6 MPa. For the reinforcement:  $E_s$ = 210000 MPa;  $f_{y,s}$ =400 MPa and  $f_u$ =420 MPa.

Figures 13 to 15 compare numerical and experimental results. They also include numerical results obtained by Araujo [14], from a distributed cracking model considering non-linear behavior for







the cracked concrete. This model uses a quadratic isoparametric element of 8 nodes, and 5 d.o.f per node, to represent top slab and ribs.









Table 3 – Parameters for layered shell elements										
	Number of meshes	Number of components	Name of layer	Thickness (mm)	Туре	Gauss´s points	Material	Angle		
			ConcreteC	20	Shell	3	Concrete	0		
Top slab	1	324	324	324	Rebar1C	0,0145	Shell	2	Steel	0
			Rebar2C	0,0145	Shell	2	Steel	90		
Dile	20	014	ConcreteN1	*	Shell	3	Concrete	0		
RID	20	210	RebarN	**	Shell	2	Steel	0		
* depending or	* depending on dimensions in Table 2 - ** depending on reinforcement rate									

Results seem to be very close to each other. Displacements at the cracking load level differ less than 4% and at failure load less than 12%. Perhaps, the difference found for the failure load is due to the fact that the tensile strength and the concrete elastic modulus had to be determined by the requirements of NBR6118, since they were not experimentally obtained during the tests. These values directly influence the convergence of the last load increments.

### 3.3 Numerical analysis of the slabs tested by Schwetz [2]

Schwetz [2] has performed the experimental evaluation of some full size waffle slabs, among which the Case Study 1 (CS1). This is a rectangular slab supported by edge beams over concrete columns, tested under an experimental load distributed within the 2x3 m rectangular grey area shown in Figure 13. The test load was applied in four steps, up to a total of 6.67 kN/m<sup>2</sup>.

The concrete properties were experimentally determined as  $E_c = 35,740.0$  MPa;  $f_c = 35.9$  MPa and  $f_t = 2.9$  MPa.

Schwetz [2] used the 5661 finite element mesh shown in Figure 17

Tabela 4 – Stress-strain for cracked concrete in S2, S5 and S6						
Value of MFD S2 (strain)	Value of MFD S5 (strain)	Value of MFD S6 (strain)	Stress	Zone		
1,15E-04	1,15E-04	1,15E-04	2,9	-		
4,35E-04	7,83E-04	7,83E-04	1,16	1		
2,19E-03	2,04E-03	2,04E-03	1,16	2		
1,00E-02	1,00E-02	1,00E-02	0	3		



and performed a non-linear numerical analysis considering the actual stress-strain curve of concrete in compression, but with a simplified tensile behavior. A reduction coefficient applied to the maximum tensile strength was kept constant throughout the analysis, resulting a larger cracking deformation of the structure. Results are shown in Figures 18 and 19, reflecting only the effect of the test load.

This slab was part of an existing building under construction and thus subjected to other loads, as the self-weight and the walls supported by the border beams. For that reason, the numerical results shown in Figures 18 and 19, were obtained as the difference between beginning and end of the application of the test load.

Such fact may, in part, justify the differences obtained by the results shown, that come close to 50% for the first point of experimental B-B curve. Another factor that may have contributed to this difference is that this slab is supported by beams and columns, which also deform. That, however, was indeed considered by the numerical model, where the border beams and columns were also modeled, as seen Figure 17.

# 4. Analysis of slabs under excessive deformation

This section examines the performance of the proposed model regarding the global behavior of slabs as well as predicting localized stresses in the reinforcement, for slabs under excessive



### Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking

deformation. Thus, two slabs already discussed in previous sections, are now subjected to increasing uniformly distributed loads up to failure. 4.1 Waffle Slab of Abdul-Wahab & Khalil [12]

Slab S2, Figure 10, is subjected to excessive loading and used to









evaluate the influence of different rib reinforcement ratios. In the analysis below, an uniformly distributed load is increasingly applied up to the slab ultimate capacity. The rib tensile reinforcement rate is varied, thus obtaining different values for the parameters of the distributed cracking model. The rates used are: 0.57% for 6.3mm bars, 1.00% for 8mm bars and 1.59% for 10mm bars.

The concrete physical properties remain  $E_c = 26.07$  GPa;  $f_{cm} = 32$  MPa and  $f_{ctm} = 2.9$  MPa, therefore, in the cracking model input data, all three cases have the same tensile stress value but differ on the deformation values.

Results show the structure's stiffness and load capacity increasing with the rib reinforcement rate, as in Figure 20. However, Figure 22 shows that the reinforcement stress decreases with such ratio, limited by the strength of 400 MPa, for all cases. For a particular load level, both the slab displacement and the reinforcement stress decrease with the reinforcement ratio increment. The section's capacity of absorbing bending moment, shown in Figure 21, on the other hand, increases.

### 4.2 Waffle slab of SCHWETZ [2]

The slab (CS1), Figure 16, was also analyzed under an uniformly distributed load, increasingly applied up to its ultimate capacity. The slab has a self-weight of 4.10 kN /m<sup>2</sup> and was designed for supporting a live load of  $2.5 \text{ kN/m^2}$ . The current analysis shows an ultimate load of 10.73 kN / m<sup>2</sup>, 16 % above the design predicted failure load of  $9.24 \text{ kN/m^2}$ , as in Figure 25. Figures 23 and 24 show, in different directions, displacement curves corresponding to self-weight and ultimate load. It is clear the great distance between those curves, indicating a strong nonlinear behavior beyond service load, as observed in Figure 25.





# 5. Conclusions

The distributed cracking model of d'Avila [10] resulted compatible with the application of SAP2000. It has the advantage to allow the setting of concrete cracking parameters according to section dimensions and reinforcement rates.

The proposed model for the analysis of waffle slabs was proven adequate for representing under and post-cracking behavior. It is suitable for observing the influence of some geometrical characteristics, as the variation of rib reinforcement ratios, for instance. It may reveal the structure's global behavior and also observe details as the development of reinforcement stresses or the slab capability to absorb bending moment in a particular section.

Some applications of the proposed model may be:

Evaluate the influence of reinforcement variation on the global and some localized behavior of a slab, for design optimization or load upgrading. Observe the behavior of slabs with large openings, desired for the introduction of elevators or escalators.

## 6. Acknowledgements

The authors acknowledge the Brazilian Ministry of Science's National Research Council (CNPq) and the Brazilian Ministry of Education's Higher Education Human Resources Development Agency (CAPES) for providing the financial support needed to develop this project.

The authors also express their appreciation to the Graduate Program in Civil Engineering-PPGEC of the Federal University of Rio Grande do Sul - UFRGS.

# 7. References

[01] Borges, A. R.; Análise experimental de lajes de concreto





armado nervuradas com mesas pré-fabricadas. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Pará, 2009.

- [02] Schwetz, P.F. Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de Serviço. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- [03] Dias, R. H. Análise numérica de pavimentos de edifícios em lajes nervuradas. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [04] Stramandionoli, J.S.B. Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.
- [05] Araujo, J. M. Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.7, p.1-8, Setembro, 2005.
- [06] Donin, C. Análise numérica de lajes nervuradas por meio do método dos elementos finitos. Dissertação Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- [07] Rebêllo R.R.; Duarte F<sup>o</sup>L.A. Análise numérica e experimental de laje nervurada bidirecional em concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO,49. Bento Gonçalves, 2007.
- [08] Oliveira, R. S.; Araújo, D. L.; Ramalho, M. A. Avaliação da deformação de lajes nervuradas considerando a não linearidade física: comparação entre valores teóricos e experimentais. e-Artigo ABECE. São Paulo, 2000.
- [09] Mindlin, R.D. Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates. Journal of Applied Mechanics. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Vol. 18, No. 1, 1951.
- [10] D'Avila, V. M. R. Estudo sobre Modelos de Fissuração de Peças de Concreto Armado via Método dos Elementos Finito. (Tese de Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Code Model 1990.Bulletin d'Information n.213/214, Lausane: CEB, mar. 1993.
- [12] Abdul-Wahab, H.M.S.; Khalil, M.H. Rigidity and strength of orthotropic reinforced concrete waffle slabs.JournalofStructuralEngineering, v. 126, n. 2, Feb., p. 219-227, 2000.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2007: projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de janeiro, 2007.
- [14] Araujo, J. M. Análise não-linear de lajes maciças e lajes nervuradas de concreto armado. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n. 52, p.43-52, Lisboa, Setembro, 2003.



**REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS** IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

# Numerical analysis of waffle slabs in flexure considering the effects of concrete cracking

# Análise numérica de flexão em lajes nervuradas com a consideração dos efeitos de fissuração no concreto







B. R. B.RECALDE <sup>a</sup> ing.brunoblanc@gmail.com

F. P. S. L. GASTAL <sup>a</sup> francisco.gastal@gmail.com

V. R. D'A BESSA a vichy@ufrgs.br

P. F. SCHWETZ <sup>a</sup> paulete.schwetz@ufrgs.br

# Abstract

Waffle slab structures simulated by computational model are generally analyzed by simplified methods, for both the section geometry (converting into solid slabs or grids) and for the material mechanical properties (linear elastic regime). Results obtained by those studies show large differences when compared with test results, even at low loading levels. This is mainly due to lack of consideration of the eccentricity between the axis of the ribs and the cover, as well as the simplification of the mechanical behavior of concrete tensile strength. The so called more realistic numerical models do consider the effect of the eccentricity between the axis of the cover and ribs. One may also introduce physical nonlinearity of reinforced concrete in these models, obtaining results closer to tests.

The objective of this work is to establish a numerical model for the typical section of waffle slabs given the recommendationslisted above. Such model considers the eccentricity between the axis of the ribs and the cover, the physical nonlinearity of concrete in compression and the concrete contribution between cracks (tension stiffening) through a smeared crack model.

The finite element program SAP2000 version 16 is used for the non-linear analysis. The area element discretization uses the Shell Layered element along the thickness of layers, allowing for the heterogeneous material behavior of the reinforced concrete. The numerical model was validated comparing results with tests in slabs and, eventually, used to evaluate some waffle slabs subjected to excessive loading.

Keywords: waffle slab, reinforced concrete, numerical model, non-linear analysis.

## Resumo

As estruturas de lajes nervuradas simuladas por modelo computacional geralmente são analisadas por metodologias simplificadas, tanto para a geometria da seção (convertendo em lajes maciças ou grelhas) como para as propriedades mecânicas dos materiais (regime elástico-linear). Os resultados obtidos por estes estudos teóricos apresentam grandes diferenças quando comparados com os valores dos ensaios experimentais, mesmo para baixos níveis de carregamento. Isto se deve principalmente pela não consideração da excentricidade entre os eixos da nervura e da capa como também a simplificação do comportamento mecânico do concreto à tração. Modelos numéricos chamados realísticos consideram o efeito da excentricidade entre os eixos da capa e da nervura da seção transversal. Pode-se, ainda, introduzir a não-linearidade física do concreto a ramado nestes modelos, obtendo resultados próximos do experimental.

O objetivo deste trabalho é estabelecer um modelo numérico para a seção típica de laje nervurada que leve em consideração a excentricidade entre os eixos da capa e da nervura, a não-linearidade física do concreto em compressão e a colaboração do concreto tracionado entre fissuras, através de um modelo de fissuração distribuída.

Utilizou-se o programa computacional de elementos finitos SAP2000 versão 16 para as análises não-lineares. O elemento de área denominado Shell Layered permite considerar a heterogeneidade do concreto armado por discretização ao longo da espessura em camadas.

O modelo numérico foi validado a partir de análises de lajes ensaiadas experimentalmente, comparando os resultados numéricos com os dos ensaios. Também, este modelo foi utilizado para avaliar o comportamento pós-fissuração de algumas lajes nervuradas submetidas a carregamentos excessivos.

Palavras-chave: laje nervurada; concreto armado; modelo numérico; análise não-linear.

Received:21 May 2014 • Accepted: 05 Feb 2014 • Available Online: 02 Apr 2015

Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil;
Departamento de Design e Expressão Gráfica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

## 1. Introdução

Lajes nervuradas de concreto armado são definidas como elementos estruturais formados por placas sobrepostas e unidas a um conjunto de vigas, denominadas nervuras, procurando otimizar o uso dos materiais concreto e aço.

Processos clássicos utilizados para lajes maciças, considerando apenas alterações geométricas que objetivam a obtenção de um comportamento equivalente, continuam sendo empregados na análise de lajes nervuradas. Existem, entretanto, significativas diferenças nas rigidezes, à flexão e à torção, entre estas duas estruturas que não podem ser menosprezadas.Devido a estas diferenças, lajes nervuradas têm sido estudadas sob um enfoque experimental, analítico e numérico ao longo dos últimos anos.

Estudos recentes apresentam programas experimentais suficientemente precisos, que fornecem dados técnicamente confiáveis, servindo de suporte para a validação de modelos numéricos em desenvolvimento, como é o caso de Borges [1] e Schwetz [2]. Estes dois trabalhos foram utilizados na validação do modelo proposto.

Em relação aos modelos numéricos, muitos deles não contemplam o comportamento do concreto no estado fissurado, desenvolvendo somente análises em regime elástico-linear (Dias [3], Stramandinoli [4], Araújo [5] e Donin [6]). Outros consideram um regime não linear, mas vêem o concreto como um material homogêneo sem considerar o caráter discreto das armaduras (Rebêlo&Duarte Filho [7], Oliveiraet al [8]). Nestes modelos, devido à metodologia aplicada, existem grandes diferenças nas rigidezes quando comparados com resultados experimentais. Para solucionar este tipo de limitação, alguns autores propõem alterar valores da inércia, à flexão ou à torção, até obter resultados próximos aos ensaios.

O presente trabalho tem como objetivo estabelecer um modelo numérico que possa analisar de maneira realística o comportamento mecânico de lajes nervuradas utilizadas em sistemas estruturais de diferentes condições geometricas e níveis de carregamentos estáticos.O modelo proposto leva em consideração a excentricidade entre os eixos da capa e da nervura, a não linearidade física do concreto em compressão e a colaboração do concreto tracionado entre fissuras, além de considerar a armadura separadamente. O programa computacional empregado foi o SAP2000 versão 16. O elemento finito usado na análise foi o elemento de área denominado *Shell Layered*, pois ele permite considerar a heterogeneidade do concreto armado por discretização ao longo da espessura em camadas.

### 2. Métodos utilizados na análise de laje nevurada

Os métodos utilizados para análise de lajes nervuradas podem ser classificados em simplificados e realísticos. Os métodos simplificados consistem na redução da laje nervurada em uma laje maciça equivalente ou em uma grelha equivalente, enquanto os métodos realísticos consideram os efeitos de excentricidade existente entre a capa e a nervura.

Segundo Dias [3], na análise via métodos simplificados, a excentricidade entre a capa e a nervura é considerada de forma implícita: consideração de uma inércia de seção "T" para obtenção de uma espessura equivalente de laje maciça ou em grelha, onde a mesa e alma trabalham juntas.

Existem diversos modelos numéricos do tipo realístico, como os apresentados por Dias [3] e Schwetz [2], os quais mostraram melhor desempenho nas análises se comparados com os simplificados. Nestes dois casos, os autores concluíram que o modelo de áreas, ilustrado na Figura 1, composto de elementos finitos de área independentes para a capa e a nervura, é um modelo com bom desempenho para a análise numérica de lajes nervuradas. Ambos autores validaram este modelo numérico no regime elástico-linear apartir de ensaios experimentais. Mostraram resultados próximos aos ensaios no comportamento à flexão para cargas no regime linear, mas valores diferentes noregime não linear.

Com suporte nestes resultados, o modelo numérico proposto é baseado no modelo de áreas e as análises numéricas se realizam utilizando o programa SAP2000 versão 16(*Software Integrates for Structural Analysis & Design*).





### 2.1 Construção do modelo numérico no programa SAP2000

Tanto a capa como as nervuras de concreto armado são representadas por elemento finito de área, denominado pelo software como *Shell-Layered*. Este elemento modela o concreto armado em camadas ao longo da espessura, o que permite discretizar os materiais concreto e aço. Os esforços para estes elementos, por uma opção do usuário, estão baseadas na teoria de Mindlin [9], que considera os efeitos da deformação cisalhante, indispensável para a consideração dos efeitos de corte nas nervuras. O elemento *Shell-Layered* empregado possui quatro nós, cinco graus de liberdade por nó (deslocamentos nas três direções e giros nas direções do plano do elemento) e três camadas: duas camadas de concreto e uma camada de armadura, situada no meio das camadas de concreto, ver Figura 2.

A geometria básica de uma seção transversal da laje nervurada é representada por elementos dispostos na horizontal para a capa e na vertical para as nervuras.

O procedimento de análise não linear, para a consideração realística que se pretende, é realizado por intermédio do método da rigidez inicial e pelo método de Newton-Raphson quando não houver convergência com o primeiro.



As propriedades físicas não lineares dos materiais são definidas a partir de seus respectivos modelos constitutivos:curvas tensãodeformação do aço (elasto-plástico), do concreto em compressão (Drucker-Prager) e em tração (elástico linear antes de fissurar). Para a consideração dos efeitos da fissuração do concreto foi escolhido o modelo de fissuração distribuída proposto por d'Avila [10], como ilustrado no item seguinte.

### 2.2 Modelo de fissuração distribuída proposto por d'Avila [10]

Para o comportamento do concreto à tração, foi empregado o modelo de fissuração distribuída proposto por d'Avila [10] baseado no Código Modelo CEB-FIP-90 [11]. Este modelo apresenta um diagrama tensão-deformação do concreto armado que leva em consideração a contribuição de concreto intacto entre fissuras, em inglês conhecido por *Tension-Stiffening*.

O diagrama de tensão-deformação do concreto armado pós-fissura é representado por amolecimento multilinear com três trechos para a fissuração do concreto, como se mostra na Figura 3.

A determinação dos parâmetros  $\,f_{t,i}\,\,e\,\,\,\epsilon_{nn\,\,i}^{cr}\,$  para cada trecho do







diagrama na Figura 3, é feita através da análise de tirantes de concreto armado com taxas de armaduras iguais às taxas de armaduras nas zonas tracionadas.

A deformação última na fissura para cada trecho é função da taxa de armadura na zona tracionada. Segundo o Código Modelo CEB-FIP-90 [11] a altura efetiva da zona tracionada é dada por:

hcf = 2,5(h - d) < 
$$(h-x)/3$$
 (1)

sendo "h" a altura total, "d" a altura útil e "x" a altura da zona comprimida do elemento estrutural.

Cada trecho do modelo representa uma etapa do comportamento no concreto armado fissurado. A seguir coloca-se a função de cada trecho definido por d'Avila [10]:

- 1° trecho: relativo ao período de formação de fissuras, ocorrendo uma redução gradual da tensão com o aumento da deformação;
- 2° trecho: relativo ao período de fissuração estabilizada, caracterizado pelo aumento de deformação com tensão constante;
- 3º trecho: relativo ao período de pós-escoamento da armadura, novamente com diminuição da tensão com o aumento da deformação.

A deformação última do primeiro trecho,  $\epsilon_{ult}^{cr(1)}$ , e a tensão  $f_{t,i}$  correspondem ao final do período de formação de fissuras. No segundo trecho, fissuração estabilizada, a tensão permanece constante enquanto a deformação cresce até a valor último de  $\epsilon_{ult}^{cr(2)}$ , correspondente ao escoamento da armadura. Por fim a deformação última do terceiro trecho, correspondente ao período pós-escoamento da armadura, cujo valor é de 10‰.

As equações para a determinação dos parâmetros da curva tri--linear do modelo podem ser encontradas em d'Avila [10].

# 3. Análises numéricas de lajes ensaiadas experimentalmente

Para validar o modelo numérico proposto, resultados obtidos pela simulação numérica empregando o modelo proposto são comparados com resultados experimentais obtidos por outros autores.

### 3.1 Análise numérica da laje testada experimentalmente por Borges [1]

Uma análise numérica da laje experimental de referência (REF) ensaiada por Borges [1] foi realizada a fim de comparar os resultados numéricos com os dos ensaios.



Tabela 1 - Valores de tensão-deformação para o concreto fissurado

Valores do MFD para a nervura	Valores do MFD para a nervura	Tensão	Trecho
1,15E-04	1,15E-04	3,00	-
4,35E-04	7,83E-04	1,20	1
2,19E-03	2,04E-03	1,20	2
1,00E-02	1,00E-02	0	3


Esta é uma laje quadrada de 1800 mm de lado, com quatro nervuras em cada direção, distanciadas de 533 mm, como mostra a Figura 4 (a). A capa da laje tem espessura de 40 mm. As nervuras têm de largura média 70 mm e 150 mm de altura. Embora esta laje tenha dimensões menores que as utilizadas em projetos usuais de engenharia, a relação entre as alturas da capa e da laje, igual a 0,27, está dentro da faixa comercial de 0,19 a 0,38. Também a relação entre a distância entre os eixos e a largura das nervuras, igual a 7,61 neste caso, fica dentro da faixa de uso comercial que é de 5,29 a 8,02.

As armaduras da laje são: na capa existe uma malha de armadura para a flexão, de aço CA 60 de Ø5 mm, espaçados a cada 150 mm, em ambas direções como mostra a Figura 4 (b); para as nervuras, as armaduras são de aço CA 50 de Ø10 mm, com uma barra na parte inferior de cada nervura.

O sistema de ensaio consistiu em uma laje apoiada em todos os bordos, através de quatro vigas metálicas fixadas em uma laje



de reação. A carga foi aplicada por um sistema hidráulico, de forma incremental e dividida em quatro partes iguais, aplicadas nos quatro pontos de interseção das nervuras. O esquema do ensaio realizado encontra-se em Borges [1].



Laje	Largura da nervura bw (mm)	Altura total da laje h (mm)
S2	52	95
S5	57	125
Só	47	65



Na simulação numérica foi usada uma malha de 324 (18x18) elementos finitos de dimensão 10x10 cm para a capa (Figura 5). Para as oito nervuras, foram empregadas oito malhas de 72 (18x4) elementos com 10 cm de largura e altura variável, ver Figura 6.

As propriedades mecânicas dos materiais, utilizadas no programa SAP2000, foram obtidas em Borges [1] e estão relacionadas a seguir.

Para o concreto comprimido: resistência à compressão  $f_c$ =33,8 MPa; e, Módulo de elasticidade  $E_c$ =26100 MPa.

Para a armadura de 5 mm de diâmetro: Módulo de elasticidade E<sub>s</sub>= 261000 MPa; Tensão de escoamento f<sub>y,s</sub>=548 MPa; e Tensão última: f<sub>i</sub>=685 MPa.



Figura 12 – Discretização adotada para as nervuras, lajes S2, S5 e S6

		Ι		Τ	Т		Г	Τ					1															1	F		
	_		_			_			_	_						_				_								6	l Sxvari	iavél	
ļ	"		_			_			-	_			-					_	_								Ę		L		
		 									 	- 3	86 :	x 4	,16	i cr	n			 		ł									



Para a armadura de 10 mm de diâmetro: Módulo de elasticidade  $E_s$ = 256000 MPa; Tensão de escoamento  $f_{y,s}$ =579,2 MPa; e Tensão última: f\_=726,2 MPa.







Figura 16 a - Geometria da laje do CE1, em cm



	Tabela 3 – Parâmetros dos elementos de área Shell Layered utilizados														
	Número de malhas	Número de elementos	Nome da camada	Espesura (mm)	Tipo	Pontos de Gauss	Material	Ângulo							
			ConcretoC	20	Shell	3	Concreto	0							
Capa	1	324	Rebar1C	0,0145	Shell	2	Aço	0							
			Rebar2C	0,0145	Shell	2	Aço	90							
Nonume	20	014	ConcretoN1	*	Shell	3	Concreto	0							
Inervurd	20	210	RebarN	**	Shell	2	Aço	0							
* Variável em fu	nção as dimensões	da Tabela 2 - ** Valo	or em função a taxa d	a armadura											

Os valores do diagrama tensão-deformação para o concreto tracionado encontram-se na Figura 7. Salienta-se que neste diagrama também está representado o trecho relativo ao concreto não fissurado (trecho inicial com tensão variando entre zero e a resistência à tração média: f<sub>tm</sub>=3,0 MPa), além dos três trchos relativos ao concreto fissurado (Figura 3).

Os valores relativos ao início e final de cada trecho para o concreto fissurado, obtidos empregando o modelo proposto por d'Avila [10], estão mostrados na Tabela 1.

Na integração numérica, foram empregados 3x3 pontos de Gauss para a camada de concreto e 2x2 para as camadas de armadura. A comparação dos resultados numéricos com os experimentais é mostrada a seguir.

Na Figura 8 é apresentada a evolução do deslocamento no centro da laje com o aumento da carga aplicada. Pode-se afirmar que o modelo numérico conseguiu simular satisfatoriamente o comportamento da laje durante o ensaio, já que a maior diferença entre os deslocamentos numérico e experimental foi menor que 20%.

Durante o ensaio da laje, também foi medida a tensão na armadura de uma das nervuras – ponto EA da Figura 4 (a). Como mostra a Figura 9, o modelo numérico conseguiu simular bem o aumento





da tensão na armadura com o aumento do carregamento aplicado, sendo a máxima diferença encontrada entre as tensões de 8%.

#### 3.2 Análise numérica das lajes de Abdul-Wahab & Khalil [12]

Abdul-Wahab & Khalil [12] apresentam estudos experimentais de lajes nervuradas de concreto armado, dentre os quais foram escolhidos três modelos, denominados S2, S5 e S6, com o objetivo de avaliar numericamente.

As três lajes são quadradas com 154 cm de lado, simplesmente apoiadas nos quatro bordos, com oito nervuras internas por direção e com separação entre nervuras de  $a_1 = 16,7$  cm, como mostra a Figura 10. As lajes diferem apenas nas dimensões das nervuras, que são mostradasna Tabela 2.

A Figura 10 mostra, também, uma placa rígida com dimensões 30x30 cm colocada no centro da laje, que serve para a transmissão da carga. No canto inferior direito desta figura, tem-se o detalhamento das armaduras. A seção transversal da nervura contém uma barra de aço de 8mm de diâmetro e recobrimento de 8 mm da superfície inferior. Aarmadura da capa é formada por barras de 0,7 mm de diâmetro separadas cada 25 mm em ambas direções. Na simulação numérica, foi usada uma malha de 324 (18x18) elementos para a capa e vinte malhas de 216 (36x6) elementos para as nervuras, como está delhado nas Figuras 11 e 12 e na Tabela 3.



As propriedades mecânicas dos materiais, utilizadas no programa SAP2000, foram obtidas em Abdul-Wahab & Khalil [12] ou calculadas segundo as prescrições da NBR6118 [13], e estão relacionadas a seguir. Para o concreto comprimido: resistência à compressão  $f_{ck}$ =30 MPa ; e, Módulo de elasticidade E<sub>c</sub>=26071,6 MPa.

Para a armadura: Módulo de elasticidade E<sub>s</sub>= 210000 MPa;









Tensão de escoamento  $f_{y,s}$ =400 MPa; e Tensão última:  $f_u$ =420 MPa. Os valores do diagrama tensão-deformação para o concreto tracionado encontram-se na Tabela 4.

A aplicação da carga foi feita por etapas, com incremento de 5 kN por etapa, distribuída pela placa rígida centrada na laje.

A comparação dos resultados numéricos obtidos pelo modelo proposto neste trabalho com os experimentais é mostrada a seguir, nas Figuras 13 a 15. Para estas lajes, também são apresentados os resultados numéricos obtidos por Araújo [14], que utiliza um modelo de elementos finitos divididos em camadas e considerando o comportamento não linear do concreto fissurado através de um modelo de fissuração distribuída. O modelo de Araújo considera o elemento finito isoparamétrico quadrático de 8 nós, cada nó apresentando 5 graus de liberdade, para representar a capa e a nervura.

Em todos os resultados mostrados acima observa-se que os valores obtidos pelo modelo proposto, SAP2000-MFD, tem comportamento muito próximo daqueles medidos nos ensaios experimentais e dos obtidos por Araújo [14]. Para a carga de fissura, a diferença dos deslocamentos foi menor que 4%. Para a carga próxima à carga última, a diferença é menor que 12%. Talvez a diferença maior encontrada para a carga última se deva ao fato que a resistência à tração e o módulo de elasticidade do concreto foram determinados segunda as expressões da NBR6118, já que não foram determinados durante os ensaios. Estes valores influenciam diretamente na convergência dos últimos incrementos de carga.

#### 3.3 Análise numérica da laje nervurada CE1 de Schwetz [2]

Schwetz [2] avaliou experimentalmente várias lajes nervuradas em tamanho real, dentre as quais a laje do Caso de Estudo 1 (CE1) mostrada na Figura 13. Trata-se de uma laje retangular apoiada em vigas de contorno e em um pilar no seu interior. Esta laje foi





testada por um carregamento experimental aplicado na área ilustrada como um retângulo (2x3 m) de cor cinza.

O carregamento do ensaio foi aplicado em quatro etapas de carga, uniformemente distribuída na área definida, atingindo um total de 6,67 kN/m2.

As caraterísticas dos materiais foram determinadas experimentalmente por Schwetz e utilizadas na análise numérica. Os valores determinados para o concreto foram: Módulo de Elasticidade Ec = 35740,0 MPa; Resistência à compressão fc = 35,9 MPa e Resistência à tração ft = 2,9 MPa.

A Figura 17 mostra a malha em elementos finitos da laje CE1, com 5661 elementos.

Schwetz [2] também realizou análises numéricas não lineares sobre esta laje, onde considerou a real curva tensão-deformação do concreto em compressão, mas com comportamento à tração simplificado. Neste, um coeficiente de redução do valor máximo de resistência à tração é mantido constante ao longo da análise, acarretando maiores fissuração e deformação à estrutura.

Nos resultados mostrados a seguir, os valores obtidos pelo modelo proposto são comparados com as curvas experimentais e também com os resultados das análises linear e não linear obtidos por Schwetz [2].

As curvas elásticas que se apresentam nas Figuras 18 e 19 refletem somente os efeitos do carregamento de ensaio.

Algumas considerações podem ser feitas em relação às curvas mostradas nas Figuras 18 e 19.

O monitoramento desta laje foi feito durante sua construção, pois a mesma é parte de uma edificação existente. Desta forma, segundo Schwertz [2], além do carregamento localizado, aplicado em 5 etapas, existiram também outros carregamentos: peso próprio da estrutura e um carregamento correspondente às alvenarias sobre o vigamento de borda. O resultado numérico referente ao deslocamento vertical devido apenas ao carregamento localizado, mostra-





do nas Figuras 18 e 19, foi considerado como a diferença dos valores obtidos no início e no final da aplicação da carga localizada. Na curva experimental foram plotados somente os valores lidos nos deflectores durante o ensaio – três pontos na direção A-A e quatro na direção B-B.

As considerações feitas no parágrafo anterior justificam em parte as diferenças entre os valores obtidos pelo modelo proposto neste trabalho e as medições *in loco*. A maior diferença chega perto de 50% para o primeiro ponto da curva experimental B-B. Outro fator que pode ter contribuído para esta diferença é o fato que os apoios não são fixos. A laje é apoiada em vigas de contorno que por sua vez estão apoiadas em pilares, que também se deformam. Este fato, todavia, foi considerado no modelo numérico, onde as vigas de contorno e pilares foram modelados, ver Figura 17.

Finalmente, nestes resultados, ainda que fruto de um carregamento em níveis de serviço, fica evidente a importância da consideração do comportamento não linear dos materiais.

## Análises de lajes em estado de deformações excessivas

O objetivo deste item é examinar o desempenho do modelo proposto com relação ao comportamento global das lajes, assim como com relação a comportamentos localizados de deslocamentos e tensões nas armaduras. Desta forma, são efetuadas análises de duas lajes já analisadas no item 3, mas agora submetidas a carregamentos uniformemente distribuídos com valores crescentes de zero até a capacidade última das lajes.

### 4.1 Laje S2 de Abdul-Wahab& Khalil [12]

A laje S2 já foi apresentada no item 3.2, Figura 10, e utilizada para a validação do modelo numérico proposto neste trabalho. Agora, esta laje será utilizada para a análise de seu comportamento frente a cargas excessivas, assim como para avaliar a influência de diferentes taxas de armadura nas nervuras.

Nas análises a seguir o carregamento é aplicado de forma uniformemente distribuída e crescente até que seja atingida a capacidade última da laje. Além disso, será variada a taxa de armadura à tração das nervuras, obtendo-se, portanto, diferentes valores dos parâmetros do modelo de fissuração distribuída.

A armadura da laje original é composta por barras de 8mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura de 1,00%. Serão também analisadas as situações de armadura de 6,3mm, correspondendo a uma taxa de armadura de 0,57%, e 10mm de diâmetro, correspondendo a uma taxa de armadura de1,59%.

As propriedades físicas do concreto permanecem as mesmas: $E_c=26,07$  GPa;  $f_{cm}=32$  MPa; e,  $f_{ctm}=2,9$  MPa. Portanto, na entrada de dados para o modelo de fissuração, os três casos apresentam o mesmo valor de tensão de tração para o concreto, diferenciando apenas os valores das deformações.

Como resultados destas análises, apresentam-se as curvas: Carga x Deslocamento, Figura 20, Carga x Tensão na armadura tracionada, Figura 21, e Cargas x Momento Fletor na seção, Figura 22, todos referentes ao centro do vão.

Verifica-se, na Figura 20, que com o aumento da taxa de armadura das nervuras, cresce, correspondentemente, a rigidez da estrutura, assim como sua capacidade de carga. A Figura 21 mostra que a tensão na armadura tracionada cresce na proporção inversa da taxa de armadura, estando, entretanto, esta tensão, limitada à resistência última da armadura de 400 MPa, para todos os casos. Para um mesmo nível de carga, tanto o deslocamento como a tensão na armadura são menores para a laje com maior taxa de armadura.

Já na Figura 22, com relação à capacidade de absorver momento da seção, para um mesmo nível de carga, o momento interno resistente é maior para a laje com maior taxa de armadura.

4.2 Laje CE1 de SCHWETZ (2011)

A laje do caso de estudo 1, CE1, cuja geometria está mostrada na Figura 16, é aqui analisada sob os efeitos de um carregamento estático, uniformemente distribuído e crescente.

A máxima carga desta análise foi de 10,73 kN/m<sup>2</sup>. Tendo em consideração que o peso próprio da laje é de 4,10 kN/m<sup>2</sup>, resulta uma carga adicional de 6,63 kN/m<sup>2</sup>. No projeto real (esta laje foi construída e hoje faz parte de uma edificação existente), a carga adicional considerada foi de 2,5 kN/m<sup>2</sup>, resultando em uma carga total de 6,6 kN/m<sup>2</sup> e uma carga última de projeto de 9,24 kN/m<sup>2</sup>. As Figuras 23 e 24 apresentam as curvas elásticas para as cargas

do peso próprio e a máxima atingida. Observa-se nitidamente a grande distância que separa estas elásticas, o que denota o forte comportamento não linear da laje quando submetida à cargas superiores às de projeto, como ressaltado na Figura 25.

Para uma análise de comportamento local, é considerado o ponto de maior deslocamento vertical, denominado ponto D2, que encontra-se na interseção dos dois planos de corte. Na Figura 25, apresenta-se a curva Carga-Deslocamento no ponto D2.

Observa-se na Figura 25 que o comportamento da laje é praticamente linear até a carga de serviço. Após esta carga, o comportamento passa a ser não linear.

## 5. Conclusões

Da análise dos resultados mostrados nos itens 3 e 4 pode-se afirmar que o modelo proposto consegue representar o comportamento de lajes nervuradas de concreto armado. A utilização do modelo de fissuração distribuída proposto por d'Avila [10] mostrou-se compatível com a aplicação no programa SAP2000, tendo a vantagem de permitir o estabelecimento dos parâmetros para cada elemento de concreto onde mudam as dimensões da seção e ou a taxa de armadura.

A laje S2 de Adbul-Wahab& Khalil [12] foi utilizada para testar o desempenho do modelo em representar a influência de diferentes características geométricas da estrutura em seu comportamento pós-fissuração. Neste caso, foram consideradas três diferentes taxas de armadura nas nervuras e os parâmetros do modelo de fissuração foram determinados de acordo com as armaduras consideradas. Os resultados demostraram, claramente, a capacidade do modelo em considerar tais caraterísticas. Foi possível visualizar seu comportamento global, determinar sua capacidade última e, ainda, observar detalhes como o desenvolvimento da tensão em determinada armadura ou a capacidade de absorver momento fletor em uma determinada seção.

O modelo proposto pode ter inúmeras aplicações, tais como:

A avaliação de lajes nervuradas onde pretenda-se verificar a influência da variação nas taxas de armadura das nervuras mais solicitadas, objetivando verificar o melhor comportamento frente à carga que levem a um estado limite de deformação.

A verificação do comportamento de lajes nervuradas sujeitas à alteração de armaduras por necessidade de reforço estrutural.

A avaliação de lajes nervuradas onde pretenda-se efetuar cortes em planta, proporcionando áreas vazadas para, por exemplo, a colocação de escadas rolantes ou elevadores. Nestas, reforços de armadura podem tornar-se também necessários.

# 6. Agradecimentos

À Comissão de Aperfeiçoamento de Pessoal de Ensino Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo auxílio financeiro, indispensável para esta pesquisa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Rio Grande do Sul.

# 7. Referências bibliográficas

- [01] Borges, A. R.; Análise experimental de lajes de concreto armado nervuradas com mesas pré-fabricadas. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil, da Universidade Federal do Pará, 2009.
- [02] Schwetz, P.F. Análise Numérico-Experimental de Lajes Nervuradas Sujeitas a Cargas Estáticas de Serviço. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- [03] Dias, R. H. Análise numérica de pavimentos de edifícios em lajes nervuradas. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [04] Stramandionoli, J.S.B. Contribuições à análise de lajes nervuradas por analogia de grelha. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.
- [05] Araujo, J. M. Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.7, p.1-8, Setembro, 2005.
- [06] Donin, C. Análise numérica de lajes nervuradas por meio do método dos elementos finitos. Dissertação Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria, 2007.
- [07] Rebêllo R.R.; Duarte F°L.A. Análise numérica e experimental de laje nervurada bidirecional em concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO,49. Bento Gonçalves, 2007.
- [08] Oliveira, R. S.; Araújo, D. L.; Ramalho, M. A. Avaliação da deformação de lajes nervuradas considerando a não linearidade física: comparação entre valores teóricos e experimentais. e-Artigo ABECE. São Paulo, 2000.
- [09] Mindlin, R.D. Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates. Journal of Applied Mechanics. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Vol. 18, No. 1, 1951.
- [10] D'Avila, V. M. R. Estudo sobre Modelos de Fissuração de Peças de Concreto Armado via Método dos Elementos Finito. (Tese de Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Code Model 1990.Bulletin d'Information n.213/214, Lausane: CEB, mar. 1993.
- [12] Abdul-Wahab, H.M.S.; Khalil, M.H. Rigidity and strength of orthotropic reinforced concrete waffle slabs.JournalofStructuralEngineering, v. 126, n. 2, Feb., p. 219-227, 2000.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2007: projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de janeiro, 2007.
- [14] Araujo, J. M. Análise não linear de lajes maciças e lajes nervuradas de concreto armado. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, n. 52, p.43-52, Lisboa, Setembro, 2003.