REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 7, Number 4 August, 2014 ISSN 1983-4195



Contents

Seismic fragility of a highway bridge in Quebec retrofitted with natural rubber isolators G. H. SIQUEIRA, D. H. TAVARES and P. PAULTRE

Analysis of accidental loads on garage floors D. A. TENÓRIO, P. C. C. GOMES, J. M. DÉSIR and E. L. M. UCHÔA

Two-way ribbed flat slabs with shafts G. M. MATEUS, A. J. AGUIAR, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA

Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) G. S. SANTOS, W. G. NICÁCIO, A. W. LIMA and G. S. S. A. MELO

Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete Z. L. M. SAMPAIO, P. A. B. F. SOUZA and B. G. GOUVEIA

Shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs W. M. SOUZA, T. R. G. CAETANO, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA

The role of metakaolin in the protection of concrete against the deleterious action of chlorides C. P. FIGUEIREDO, F. B. SANTOS, O. CASCUDO, H. CARASEK, P. CACHIM, A. VELOSA

Grout enrichment of RCC for face of dams

A. P. WENDLER, J. MARQUES FILHO, J. M. M. FRANCO FILHO and M. BIANCHINI

Editorial

Editorial Board

- · Américo Campos Filho
- (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil) • José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa
- (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil) • Roberto Caldas de Andrade Pinto
- (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil) • Antonio Carlos R. Laranjeiras
- (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil) • Bernardo Horowitz
- Bernardo Horowitz (UFPE, Recife, PE, Brazil)
- (UFPE, Recile, 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) • 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,
- Àparecida 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
 (USD São Daulo SD Brazil)
- (USP, São Paulo, SP, Brazil) • Romilde Almeida de Oliveira
- (Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brazil)
 Romildo Dias Toledo Filho
- Romito Dias Toledo Filho (Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes
- (UFG, Goiânia, GO, Brazil) • Rubens Machado Bittencourt
- (Former Editor, FURNAS,
- Aparecida de Goiânia, GO, Brazil) • Túlio Nogueira Bittencourt
- (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil) • Vladimir Antonio Paulon
- (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

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

The fourth issue of the 2014 volume of IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 7 Number 4) is now published. This issue brings eight articles on topics related to concrete structures and materials. The first article presents fragility curves for the evaluation of a highway bridge located in Trois-Rivières, Quebec, Canada, retrofitted with seismic isolator devices. The focus of the second article is the analysis of accidental loads used for garage floors considering the recommendations of international norms. The third article uses experimental results from two-way reinforced concrete ribbed flat slabs with rectangular holes close to the column and without shear reinforcement to evaluate estimates obtained from ACI 318 and NBR 6118. The behavior of slab-column connections in a reinforced concrete flat slab and strengthened to shear with carbon fiber reinforced polymer is discussed in the fourth article. Another article addresses the influence of the sugar cane bagasse ashes on concrete mechanical behavior. The sixth article discusses evaluation of shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs without stirrups. The protective capacity of concretes produced with metakaolin with respect to transportation and penetration of chlorides is the subject of the seventh article. The issue closes with an evaluation of the physical properties of grout enriched rolled compacted concrete, replacing the conventional concrete usually employed in the face, using the same materials, labor and equipment used in the construction of the Maua Hydro Power Plant.

We would like to acknowledge the contribution of authors and reviewers to this issue.

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

O quarto número do volume de 2014 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 7 Número 4) está sendo publicado. Este número traz oito artigos sobre temas relacionados com estruturas de concreto e materiais. O primeiro artigo apresenta curvas de fragilidade para a avaliação de uma ponte rodoviária, localizada em Trois-Rivières, Quebec, Canadá, utilizando isoladores sísmicos. O foco do segundo artigo é a análise de cargas acidentais em pisos de garagem, considerando as recomendações de normas internacionais. O terceiro artigo utiliza resultados experimentais de lajes lisas nervuradas bidirecionais em concreto armado, com furos retangulares adjacentes aos pilares e sem armadura de cisalhamento, com as estimativas das formulações dadas pelas normas ACI 318 e NBR 6118. O comportamento de ligações laje-pilar em lajes lisas de concreto armado e armadas ao cisalhamento com polímero reforçado com fibra de carbono é discutido no quarto artigo. Outro artigo aborda a influência das cinzas de bagaço de cana-de-açúcar no comportamento mecânico de concreto. O sexto artigo discute a avaliação de resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado sem estribos. A capacidade protetora de concretos produzidos com metacaulim com relação ao transporte e à penetração de cloretos é o tema do sétimo artigo. Este número se encerra com uma avaliação das propriedades físicas do concreto compactado a rolo enriquecido com calda para a face de montante de barragens, em substituição ao concreto usualmente empregado, usando os mesmos materiais, mão de obra e equipamentos utilizados na construção da Usina Hidrelétrica Mauá.

Gostaríamos de agradecer a contribuição de autores e revisores a este número.

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



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)

Cover: ORIENTAL PEARL TOWER EM SHANGAI, CHINA

Courtesy: L. M. TRAUTWEIN, CAMPINAS



Volume 7, Number 4 August 2014 ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Seismic fragility of a highway bridge in Quebec retrofitted with natural rubber isolators	
G. H. SIQUEIRA, D. H. TAVARES and P. PAULTRE	
	534
Analysis of accidental loads on garage floors D. A. TENÓRIO, P. C. C. GOMES, J. M. DÉSIR and E. L. M. UCHÔA	
	548
<i>Two-way ribbed flat slabs with shafts</i> G. M. MATEUS, A. J. AGUIAR, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA	
	572
Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) G. S. SANTOS, W. G. NICÁCIO, A. W. LIMA and G. S. S. A. MELO	
	592
Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete Z. L. M. SAMPAIO, P. A. B. F. SOUZA and B. G. GOUVEIA	
	626
Shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs W. M. SOUZA, T. R. G. CAETANO, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA	
	648
The role of metakaolin in the protection of concrete against the deleterious action of chlorides C. P. FIGUEIREDO, F. B. SANTOS, O. CASCUDO, H. CARASEK, P. CACHIM and A. VELOSA	
	685
<i>Grout enrichment of RCC for face of dams</i> A. P. WENDLER, J. MARQUES FILHO, J. M. M. FRANCO FILHO and M. BIANCHINI	
	700

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

Seismic fragility of a highway bridge in Quebec retrofitted with natural rubber isolators

Fragilidade sísmica de uma ponte rodoviária em Quebec reabilitada com isoladores em borracha natural





G. H. SIQUEIRA a siqueira@fec.unicamp.br

D. H. TAVARES b danusaht@gmail.com

P. PAULTRE ° Patrick.Paultre@Usherbrooke.ca

Abstract

This paper presents fragility curves for the evaluation of a highway bridge retrofitted with seismic isolator devices. The object of this study is the *Chemin des Dalles* bridge over Highway 55 located in Trois-Rivières in Quebec, Canada. A series of synthetic ground motions time histories compatible with eastern Canada are used to capture the uncertainties related to the hazard. The seismic isolator model represents natural rubber bearing placed under the longitudinal girders over the bents and the abutments of the bridge. NRB isolators are placed in these locations to uncouple the movement of the superstructure and the infrastructure, increasing the flexibility of the system and decreasing the forces transmitted to the infrastructure. Finally, a set of fragility curves for the as-built and retrofitted models are compared to evaluate the effectiveness of seismic isolation to decrease the seismic vulnerability of this bridge.

Keywords: fragility curves; seismic isolation; vulnerability, highway bridges.

Resumo

Neste trabalho são apresentadas curvas de fragilidade para o estudo da reabilitação de uma ponte rodoviária utilizando isoladores sísmicos. O objeto deste estudo é a ponte *Chemin des Dalles* que fica sobre a Rodovia 55 e está localizada na cidade de Trois-Rivières na província de Quebec, Canadá. Uma série de acelerogramas artificiais de terremotos compatíveis com a região leste do Canada foi utilizada com o intuito de reproduzir as incertezas quanto à natureza dos eventos sísmicos na região. O modelo do sistema de isolação representa isoladores em borracha natural colocados entre as longarinas e as transversinas e sobre os encontros da ponte. A disposição destes elementos desacopla os movimentos da superestrutura e da infraestrutura, aumentando a flexibilidade do sistema reduzindo assim os esforços transmitidos à infraestrutura. Finalmente, as curvas de fragilidade para os modelos da ponte real e reabilitada foram comparadas evidenciando a efetividade do sistema de isolação para diminuir a vulnerabilidade sísmica desta ponte.

Palavras-chave: curvas de fragilidade, isolação sísmica, vulnerabilidade, pontes.

Received: 13 Mar 2014 • Accepted: 04 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Univesidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil

^b ntertechne Consultoria S.A., Curitiba, PR, Brasil

^c Département de Génie Civil, Faculté de Génie, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, Canada.

1. Introduction

Recent earthquake damages revealed bridges as the most vulnerable component of the transportation system. The disruption of the traffic transportation after an earthquake can significantly impact the economy of the region, in addition to the potential loss of lives. In light of the significant earthquake damage in a large number of bridges seismically deficient [1], there is a need to perform adequate assessment of the vulnerability of these structures. In the case of bridges in Quebec, a moderate seismic region, 75% of these structures are more than thirty years old [2], and consequently, they were built with a lack of seismic design details. Moreover, the design level event was increased across Canada in 2005 by the adoption of a uniform hazard spectrum with a probability of exceedance of 2% in 50 years (2475-years return period). Recently, Tavares et al. [3] have assessed the seismic vulnerability of typical configurations of bridges in Quebec, demonstrating that a large number of bridges may be significantly damaged after an earthquake corresponding to the design level event adopted in Canada.

Fragility curves are useful tools for assessing the vulnerability of bridges, describing the conditional probability that a structure or a structural component will meet or exceed a specific damage state for various levels of ground shaking. In addition, fragility curves provide an effective way to evaluate prospective retrofit measures that aim to reduce the seismic risk and can also be used in the development of a post-event action plan [4]. They have been derived using empirical data [5, 6] or analytical approaches [7–10], mainly for as-built bridge configurations. There is still a lack of studies to assess the seismic vulnerability of typical bridge configurations after retrofitting and a limited number of studies have been conducted to evaluate different retrofit techniques [11, 12, 13].

The object of this study is the *Chemin des Dalles* Bridge over Highway 55 located near Trois-Rivières, Quebec, Canada, presented in Figure 1. This bridge was designed in 1975 and it's not in accordance with the latest edition of the Canadian Bridge Design Code [14] procedures for seismic events and the design event level

adopted in Canada [15]. Dynamic tests in situ were performed in a previous work by the Earthquake Engineering and Structural Dynamics Research Center (CRGP) located at the University of Sherbrooke, to determine the natural frequencies, mode shapes and damping of the *Chemin des Dalles* bridge. Roy et al. [16] performed pseudo-dynamic tests in a 1/2.95 scaled prototype bent of this bridge retrofitted using carbon-fiber-reinforced polymers (CRFPs) and a substructuring approach in the numerical model of the remaining elements. Recently, Tavares et al. [17] conducted a probabilistic performance assessment of the same bridge using fragility curves at the component level and system level to this bridge on the transverse direction. The results showed that the bridge fragility was governed by the vulnerability of its columns for this structure.

In this study, fragility curves are used to assess the seismic vulnerability and to evaluate the efficacy of seismic isolation as a retrofit measure to the *Chemin des Dalles* Bridge. Natural rubber seismic isolation devices are selected as the retrofit measure due to the practicality to replace the conventional elastomeric bearing system without major changes in the bridge configuration [18]. Results of the fragility analysis of the as-built and retrofitted bridge models are compared to evaluate the effectiveness of the retrofitting measure for various levels of ground motion shaking and damage states.

2. Retrofit using seismic isolation

Over the last few years, seismic isolation has been used in an effort to mitigate or eliminate the damage in structural elements and systems during severe earthquake ground motion. The concept is quite simple and consists basically in introducing flexibility to the structural system, normally between superstructure and bents or abutments, increasing the natural periods of vibration, thus, reducing the amount of the seismic energy input into the system. Figure 2 illustrates this concept for bridges. The most widely accepted concept of seismic isolation uses elastomeric bearings [19]. Moreover, retrofit measures with focus on the superstructure, as seismic isolation, are generally less expensive and easier to be applied





compared to retrofits for columns or foundations [20]. The increase of the system flexibility and lengthen of the natural period result in the increase of the superstructure displacements. Another issue related to flexible structures is the small resistance to service-level loads, such as wind and braking forces. To control these undesirable effects, damping properties of the rubber can be increased or a lead plug that increases the energy dissipation capacity and initial stiffness of the bearing devices can be used. Depending on their configuration, the elastomeric seismic isolation devices can be grouped in: (a) Natural Rubber Bearings (NRB); (b) High-damping Rubber Bearings (HDRB); and (c) Lead-rubber bearings (LRB). The typical elastomeric seismic isolator devices are presented in Figure 3. The most important properties of the elastomeric bearing devices are shear and compressive moduli, tensile strain and strength and hysteretic energy dissipation. Usually, conventional elastomeric bearings are identified through their



hardness, which can be easily measured and is directly related to primary physical properties [18]. For the design of seismic isolators, these properties should be verified by tests [14, 21]. In practice, the range of hardness considered is 50 to 70 (shore A) and the range of shear modulus is 0.4 to 1.4 MPa. The equivalent viscous damping varies from 5 to 10 % for natural rubber and from 10 to 25 % for high-damping rubber and lead-rubber bearings. For systems with equivalent viscous damping greater than 30 %, special attention shall be taken in the seismic analysis for the isolated system [21]. The effective shear stiffness for rubber devices can be estimated by a linear elastic relationship that is given by Equation 1. Where G is the shear modulus, A_{r} is the cross sectional area, T_{r} is the total thickness of rubber in the bearing. In practice, the viscouselastic behavior of isolation bearings is modeled by a bilinear model based on the three parameters K_1 , K_2 , and Q, as presented in Figure 4 [22].



The elastic stiffness (K₁) is obtained from available hysteresis loop of rubber bearing tests or as a multiple of the K₂ in the case of the lead-rubber bearings. The characteristic strength (Q) is estimated from available hysteresis loop for elastomeric bearings and is given by the yield stress in the lead core for lead-rubber bearings. The postyield stiffness (K₂) can be estimated from available hysteresis loop or predicted based on the effective stiffness, characteristic strength and maximum displacement [22]. Based on characterization tests of elastomeric rubber bearings [23], the yield displacement (D_v) can be assumed as 10% of the total elastomer height. Usually, K_1 varies in the range of 2 to 15 K_2 [24] for NRB/HDRB and 15 to 30 K₂ for LRB [25]. In design, the shape factor (S) is an important parameter defined as the ratio of the loaded area by the force-free area for bulging of one bearing layer. For rectangular bearings, the shape factor can be estimated by Equation 2. Where I_1 and I_2 are the plan dimensions of the rectangular bearing, and t



is the thickness of one rubber layer. Generally, the value of S varies between 8 and 20. Smaller values of S are considered only for conventional elastomeric bearings. For bearings with shape factor around 10, the compressibility of rubber is not an important factor to calculate the compressive stiffness and may be neglected [26].

$$S = \frac{l_1 \times l_2}{2t(l_1 \times l_2)} \tag{2}$$

The maximum displacement and the period of vibration for the isolated system can be calculated from Equations 3 and 4, respectively. In the case of Equation 3, a detailed explanation on the zonal coefficient ratio (*A*), the site coefficient (*S*_i), and the damping coefficient (*B*) can be found in [14] and [21]. To calculate the period of vibration (Eq. 4), the effective stiffness (K_{eff}) account for all bearings and substructures supporting the superstructure segment.

$$d_i = \frac{250 \,AS_i T_e}{B} \tag{3}$$

$$T_{e} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff}g}}$$
(4)

In seismic isolation, the isolated period should be at least three times the structural natural period of vibration. One can choose the target period and calculate the effective stiffness, then, choose the dimensions of the seismic isolation devices. Elastomeric seismic devices must be checked for instability in both undeformed and deformed configurations. It should be demonstrated, by tests or analyses, that the elastomeric devices are stable under the imposed axial loads [14].

3. Methodology

The methodology used in this paper for the development of fragility curves is based on the component level approach presented by Nielson and DesRoches [27]. A schematic representation of the methodology adopted is depicted in Figure 5. There are three different parts in the fragility curves development. The first concerns the bridge representation; the second represents the solicitation; and the third consists of the performance objectives or limit states. The bridge representation is defined by the numerical model of the Chemin des Dalles bridge. The solicitation is defined by the suite of representative ground motions of eastern Canada. Performance objectives or limit states represent structural capacity, being defined based on expert judgments, experimental data or analytical modes. In the development of fragility curves, the limit states are related to structural capacity (C) and the response of the bridge to ground motion with the seismic demand (D), usually represented as lognormal distributions due to their random natures. Fragility or probability of failure can be defined as the conditional probability that the seismic demand meets or exceeds the structural capacity as



a function of a chosen ground-motion intensity measure (IM). Accordingly to Choi et al. [8], if the structural capacity and the seismic demand are described by a lognormal distribution, the probability of reaching or exceeding a specific damage state will be log-normally distributed and the bridge-component fragility can be calculated in a closed form as follows.



Where $\Phi[\cdot]$ is the standard normal distribution function, S_D is the mean structural demand, S_c is the mean structural capacity, $\beta_{D|IM}$ is the logarithmic standard deviation for the demand and β_c is the logarithmic standard deviation for the capacity. In the analytical analyses, the seismic demand is described by probabilistic seismic demand models (PSDMs) given in terms of an appropriate intensity measure. The peak responses of 180 combined pairs of bridge/ground motion time history (GMTH) are plotted in terms of peak ground acceleration (PGA). Following the work of Cornell et al. [28], it is accepted that the estimation of the mean structural demand follows a power model ($S_D = a \cdot IM^b$). In order to simplify the calculations, peak response values are projected into a lognormal space and the parameters of the power model are computed using a linear regression on the modified space following Equation 6.

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b \cdot \ln(IM)$$
(6)

In this equation, *a* and *b* are the unknown coefficients and *IM* represents the intensity measure. From this regression, an estimate

of the median demand is obtained. The logarithmic standard deviation (β_{DJM}) of the demand can also be estimated from this regression analysis for each component (Equation 7), where N is the number of simulations and d_i is the peak demand of the component of interest.

$$\beta_{DIM} \cong \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a.IM^b))^2}{N-2}}$$
(7)

Capacity estimates of bridge components have been defined to correspond to qualitative descriptions as presented in FEMA-HA-ZUS [29]. Specific measurable metric values (in terms of a median, S_c , and lognormal standard deviation, β_c) are attributed to each of the qualitative damage description and bridge component to generate a limit state (LS), which correspond to a particular level of anticipated bridge functionality. These limit state capacities are also considered to follow a lognormal distribution. The actual values and assumptions used during the analysis are presented later. Using the results of median demand values of various bridge components, a correlation matrix is obtained and used to generate a joint PSDM, as proposed by Nielson and DesRoches [27]. The correlation matrix reflects the overall dynamics of the bridge system. The system fragility is assessed through a Monte Carlo simulation using a series approximation for bridge-level failure analysis. The probability that the bridge system is at or beyond a particular limit state is therefore the union of the probabilities of the bridge components exceeding the same LS.

The parameters for the lognormal distribution representing the system fragility (median and lognormal standard deviation) are estimated through a regression analysis, allowing the assessment of the conditional probability to achieve various qualitative damage states. For as-built bridges, the response of columns,

abutment wing walls and conventional elastomeric bearings on abutments are considered to calculate the system fragility. In the case of isolated bridges, conventional elastomeric bearings are replaced by natural rubber seismic isolator devices. In this case, the system fragility is calculated based on three different configurations for the clearance values in abutment wing walls (transverse direction): 1) considering the same clearance value of as-built configuration (25.4 mm); 2) considering a clearance value of 250 mm; 3) and considering a gap of 25.4 mm with steel keeper plates to reduce the demand on the abutment wing walls.

4. Bridge model simulation

The *Chemin des Dalles* is a symmetric continuous bridge with 106.5 m long divided into three equally spaced spans and 13.2 m wide. The bridge pier bents are composed of three circular columns and a transverse beam joining column tops. Each column has a 0.914 m diameter and vertical under clearance of 6.2 m.

The bents and abutments are supported by shallow foundations. In addition, wing walls compose the support system in seat type abutments. The superstructure is composed of a 0.165 m depth deck and six prestressed concrete girders directly connected to transverse beams at the bents and supported by elastomeric bearings in the abutments. Bent columns are rigidly connected to the shallow foundations in the left bent and free for rotation in the right one (Figure 1).

A 3D finite element model of this bridge is developed using OpenSees – Open System for Earthquake Engineering [30]. In OpenSees, a wide range of material models, section models, elements and solution algorithms are available allowing the analysis of nonlinear systems. The superstructure is represented by elastic beamcolumn elements, with six degrees of freedom per node. Vertical connections are represented by rigid elastic beam-columns elements. Transverse bent and columns are represented using nonlinear beam-columns elements. The columns sections are divided in fibers, 12 in the circular direction and 10 in the radial direction.





Regarding the shallow foundation, the soil foundation system is replaced by six compliance springs on the six degrees of freedom, accordingly to the CAN/CSA-S6-06 [14] recommendations, and viscous dampers that approximate the effects of radiation damping. In addition to the springs and dampers, the footing is represented by rigid beam-column elements to account for its geometry. The seat-type abutment is represented using translational and rotational springs that accounts for the interaction of the abutment walls, foundations and passive resistance of soil. The numerical model details of the bridge are presented in Figure 6, and more details can be found elsewhere [17].

The behavior of the elastomeric bearings and seismic isolation bearings are represented by a bilinear model in the horizontal directions. For the as-built bridge model, conventional elastomeric



bearings were considered with an elasto-plastic behavior only on abutments, and a rigid connection is considered on bents between the longitudinal girders and the transverse beams [17]. For the retrofitted bridge model, natural rubber seismic isolators are considered on bents and abutments, replacing conventional elastomeric bearings and rigid connections. Due to the significant difference of weight supported by the seismic isolators placed on bents or abutments, two different configurations are considered for the isolation devices. For bents, the significant parameter values adopted to define the bilinear model are: 1.87 kN/mm for the elastic stiffness (K₄); 0.75kN/mm for the post-yield stiffness (K₂); and 30 kN for the yield force. In the case of abutment seismic isolators, the significant parameters are: 1.13 kN/mm for the elastic stiffness; 0.45kN/ mm for the post-yield stiffness; and 20 kN for the yield force (F_). These values are obtained considering an isolated period around 2.0 s with effective stiffness values of 0.86 kN/mm and 0.52 kN/ mm for the isolator devices placed on bents and abutments, respectively, and a maximum displacement around 160 mm based on Equation 3.

5. Input ground motions

Representative ground motion time histories (GMTH) are necessary to represent the uncertainties inherent in seismic hazard to develop a reliable vulnerability assessment. Since few natural strong ground motions are available in Quebec, synthetic acceleration time histories are used. Atkinson [31] series of synthetic ground motions were chosen since they are compatible with the seismic hazard in Eastern Canada. These records are compatible with a probability of exceedance of 2 % in 50 years (1/2500 years) and site class C of the NBCC [15]. They were developed using stochastic method and are able to capture uncertainties related to earthquake source, wave propagation, and soil conditions. The records generated for Eastern Canada are simulated for moment magnitudes $M_{\rm w}$ = 6 and $M_{\rm w}$ = 7. The peak ground acceleration (PGA) ranges from 0.1 to 1.2 g.

For each magnitude, two fault-distance ranges were simulated: M6 at 10 to 15 km (M6 set 1) and 20 to 30 km (M6 set 2); and M7 at 15 to 25 km (M7 set 1) and 50 to 100 km (M7 set 2). Each set of records is composed of 45 GMTHs, for a total of 180 synthetics ground motions applied in the transverse direction for the non-linear time history analyses. Figure 7 shows the mean and standard deviation response spectrum and the distribution of the peak ground acceleration for all records available for Eastern Canada.

6. Deterministic analysis

To represent behavior differences of as-built and isolated bridges, a deterministic analysis is conducted. First, modal analyses for the as-built and isolated bridges with the predominant vibration periods and mode shapes are presented. Then, an illustrative nonlinear dynamic analysis is presented using two synthetic ground motion time histories, representative of magnitudes M6 and M7 events, to verify the differences in the seismic response of as-built and isolated models.

6.1 Modal analysis

The first two natural periods and mode shapes for as-built and seismic isolated bridge models are presented in Figure 8. For the as-built model, in-situ dynamic results were used to calibrate the numerical model characteristics [16]. The first mode of vibration, for the as-built structure, is a transverse mode with a natural period of 0.379 s. The second mode is a vertical mode and, in this case, is less important to the overall response of the bridge due to the force application only in the transverse direction. The third and fourth vibration modes of this bridge are



transverse and longitudinal modes, respectively.

In the case of the isolated bridge, as it can be seen in Figure 8, the first two vibrations modes are longitudinal and transversal modes with natural periods of 2.08 s and 1.93 s, respectively. For the modal analysis, the effective stiffness of isolation devices was used instead of the bilinear characteristics.

6.2 Time history analysis

A dynamic analysis is conducted to compare the analytical results from the as-built and isolated bridges. The signal of the synthetic ground motion time histories used is presented in Figure 9. It simulates ground motions with magnitude 6.0 and 7.0, with fault-





distances of 10.7 Km and 14.9 Km, and peak ground accelerations of 0.614 g and 0.972 g, respectively. To perform the numerical integration, the constant average acceleration Newmark's method with 1.5% Rayleigh damping at the first and second periods of vibration and time step of 0.002 s are used. Only the response in transverse direction is evaluated considering that the response of the *Chemin des Dalles* bridge is predominantly in this direction [16, 17] and due to the restrictions imposed by abutment back walls. A summary of top column displacements, shear and moment distributions for the as-built and isolated models are presented in Figure 10. The response is taken from a middle column of the bent with monolithic foundation connection. The top column displacements (Figure 11a) decrease considerably comparing the as-built and isolated models. A reduction as high as 75% is expected for

top column displacements for both GMTH applied. In the case of shear and moment distributions (Figure 10b and Figure 10c), the effort levels decreased in the order of 63% for shear and 70% for moment distribution considering a M6 event. For a M7 event, the reductions observed are in the order of 56% for shear and 60% for moment distribution. One can note that the GMTHs applied are representative of an event with recurrence period of 1/2500 years, which demonstrate the effectiveness of seismic isolation to improve the behavior and to reduce the risk of damage for isolated

bridges. Further discussions about the effectiveness of seismic isolation will be held in a subsequent section.

7. Capacity estimates

The characterization of damage in one or more structural elements is an essential, not trivial, task in the definition of limit states (LS). Usually, the limit states adopted to develop fragility curves are associated with qualitative descriptions or functional interpretations, corresponding to an associated level of damage after an earthquake, such as slight, moderate, extensive and complete. Each LS can be interpreted as the expected performance level (i.e. the capacity) of different structural elements before it reaches a certain damage level. A description of the four qualitative damage states, adapted from HAZUS [4], is presented below:

- Slight (S): minor spalling at the column (damage requires no more than cosmetic repair), minor cracking and spalling of the abutments, minor spalling and cracking at hinges, or minor cracking of the deck;
- Moderate (M): any column experiencing moderate craking (shear cracks) and spalling, moderate movement of the abutment (<50mm), any connection having cracked shear keys or bent bolts, rocker-bearing failure, or moderate settlement approach;</p>
- Extensive (E): any column degrading without collapse (shear failure - structurally unsafe), significant residual movement at connections, major approach settlement, vertical offset of the abutment, or differential settlement at connections;
- Complete (C): any column collapsing and connections losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse or tilting of substructure caused by foundation failure.

In this study, the same median and lognormal standard deviation values of prescriptive limit states used by Tavares et al. [17] are adopted for columns, abutment walls and conventional elastomeric bearings. For columns, one of the most used parameter on fragility analysis is column displacement ductility, which is obtained by the ratio between the relative displacement at the top of a column and the relative displacement when a longitudinal reinforcing layer reaches the first yield. The values used are based on a study conducted specifically for the Chemin des Dalles bridge [32] using sectional analysis with damage mechanics layered finite elements. In the case of abutment walls, the first limit state is defined by the first yield, while the other limit states are defined based on the ultimate displacement of these components. Regarding the conventional elastomeric bearings, the first LS is defined by the loss of shear capacity (beginning of sliding) and the other limit states are defined by unseating of the bearings when the relative displacement exceeds a particular bearing dimension. In

Table 1 – Limit-state capacities									
Component	Slight		Moderate		Extensive		Complete		
	Sc	Вс	Sc	Вс	Sc	Вс	Sc	Вс	
Column displacement ductility	1.0	0.250	1.08	0.250	1.76	0.460	3.0	0.460	
Abutment wing wall deformation (mm)	7.0	0.250	15.0	0.250	30.0	0.460	60.0	0.460	
Conventional elastomeric bearing (mm)	30.0	0.250	60.0	0.250	150.0	0.460	300.0	0.460	
Seismic isolators, shear strain (%)	-	-	-	-	-	-	267.0	0.460	

Table 2 - Bridge component and system fragility											
Bridge Class	Component	Slig	Slight		Moderate		Exte		nsive	Complete	
blidge class		Med	Disp		Med	Disp		Med	Disp	Med	Disp
	Column	0.608	0.526		0.774	0.526		1.287	0.734	N/A	-
A . I	Abutment wing wall	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
As-built	Elastomeric bearing	1.020	0.470		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	System	0.588	0.506		0.763	0.515		1.129	0.673	N/A	-
	Column	N/A	_		N/A	_		N/A	-	N/A	_
Isolated	Abutment wing wall	1.605	0.950		N/A	-		N/A	-	N/A	-
(gap - 25,0 mm)	Seismic isolator	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	System	1.585	0.929		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	Column	N/A	_		N/A	_		N/A	-	N/A	_
Isolated	Abutment wing wall	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
(gap - 250,0 mm)	Seismic isolator	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	System	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	Column	N/A	_		N/A	-		N/A	_	N/A	_
Isolated	Abutment wing wall	1.834	0.745		N/A	-		N/A	-	N/A	-
(keeper plates)	Seismic isolator	N/A	-		N/A	-		N/A	-	N/A	-
	System	1.764	0.735		N/A	-		N/A	-	N/A	-

the case of seismic isolators, the values adopted here are the same used in Siqueira et al. [33], where the derivation of the limit states was based on experimental results combined with finite element analyses. It is important to note that only complete damage is adopted for seismic isolator in the convolution of system fragility since no sign of intermediate damage was observed experimentally. The complete LS for seismic isolator was based on bearing instability corresponding to 267% of shear strain. More details about the experimental results

and damage of seismic isolators can be found in Siqueira [34]. Table 1 presents the limit states for all components considered in terms of median (S_c) and lognormal standard deviation or dispersion (β_c).

8. Fragility results

Using the methodology presented earlier, fragility curves for the *Chemin des Dalles* bridge are developed comparing the as-built



and retrofitted configurations to assess the impact of seismic isolation as a retrofit measure. The first step for a seismic vulnerability assessment is the definition of the seismic demand. The seismic demand is assessed by constructing PSDMs for the response of critical bridge components, in which their potential nonlinear behavior are considered in the 3-D analytical analysis. The changes in the values of the constitutive components of each PSDM have an impact on the fragility curves results, since these changes affect directly the seismic demand. A comparison of regression lines for column displacement ductility is presented in Figure 11 for as-built and isolated model with gap of 25.4 mm.

Comparing the as-built and isolated configurations, one can see that the demand placed on columns is significantly reduced when seismic isolation is considered. In the study of Tavares et al. [17], the fragility of the *Chemin des Dalles* bridge was found to be governed by column vulnerability, and this significant reduction on column demand suggests the effectiveness of seismic isolation as a retrofit measure for this bridge.

Fragility curves for the component level and bridge system level analyses are presented in Table 2 for as-built and seismic isolated configurations. A comparison for the component controlling fragility for as-built and isolated models is presented in Figure 12 for moderate and extensive damages. The component controlling fragility in the case of as-built model is columns for all damage levels, which is consistent with the results of Tavares et al. [17]. In the case of isolated bridges models, the component controlling fragility is the abutment wing wall. This behavior change is expected since seismic isolators are designed to reduce the demand placed on columns, and the higher flexibility introduced in the system increases deck displacements, increasing the demand placed on wing walls. It is important to note that in the case of isolated model with clearance of 250 mm, which simulates a situation



where the lateral clearances respects the indication presented in the design code [14], the fragility upon bridge components can be considered as irrelevant since they are on a level lower than 5% for the extreme PGA value. For existent bridges, which is the case of the *Chemin the Dalles* bridge, an alternative solution to reduce the level of changes in the structure of the bridge on the abutment's region is the use of steel keeper plates. As it can be observed in table 2 and Figure 12, this solution can reduce the fragility placed upon abutment these components to acceptable levels.

Fragility curves for the bridge-system level are plotted in Figure 13. These fragility curves offer an effective approach to evaluate the impact of seismic isolation as retrofit measure for the Chemin des Dalles bridge. Figure 13 depicts a clear decrease in the fragility for the isolated models which can be observed comparing to the as-built ones. For an earthquake with a PGA of 0.5 g, for example, there is a probability around 40% of slight damage for the as-built configuration. In the case of isolated configurations, system fragility is reduced to around 12% for a model with gap of 25 mm and to less than 5% to the other configurations. Considering moderate damage, as-built fragility is around 21% and isolated fragilities are reduced to values lower than 5%. In the case of extensive damage, as-built fragility is around 12% and isolated fragilities are reduced to values lower than 5%. Complete damage is not expected in all bridge configurations. Regarding the results of the Table 2, due to the high correlation between the response of the components, one can see that the system fragility approaches the fragility of the most fragile component, which leads to some advantage in terms of bridge performance after an earthquake. For example, considering performance levels described by the limit states, even if the wing walls are damaged after an earthquake, the system keep their functionality due to the integrity of columns and foundations, and less time and cost to restore bridge integrity is expected.

9. Conclusions

Analytical fragility curves are used to evaluate the seismic vulnerability of a typical concrete bridge in Quebec, Canada. The as-built and the isolated bridge models are compared, evidencing the effectiveness of seismic isolation as a retrofit for the *Chemin des Dalles* bridge. Analytical deterministic analysis are conducted to compare the response of the *Chemin de Dalles* bridge column's submitted to ground motions representative of magnitudes M6 and M7 with fault distances varying from 10 to 15 Km. To assess the fragility of this bridge, 3-D analytical models subjected to a suite of synthetic GMTHs compatible with a uniform hazard spectrum with a probability of exceedance of 2% in 50 years were used. The methodology for assessing the fragility used in this study incorporates the contribution of multiple vulnerable components for system fragility estimation.

The effectiveness of the seismic isolators in the increase of the *Chemin des Dalles* bridge seismic performance can be seen in all the analysis performed throughout this study. The response of the deterministic nonlinear dynamic analysis demonstrates a decrease on column solicitations in order of 60% to shear and 65% to moment distributions when seismic isolators are considered. The displacements are reduced in order of 75%. The intermediate analysis of components fragility offers an insight on the impact of seismic isolation in the demand placed on various components of the system. Generally, the use of seismic isolators significantly

reduces the demand placed on key elements as columns.

The component that governs the fragility of the bridge studied changed from the column to the abutment wing wall. Isolated bridges tend to have their behaviour governed by the abutment wing walls. Moreover, the analysis of the fragility in the component level shows the importance of the adequate clearance (gap) in the wing walls to increase the effectiveness of this isolation system for new bridges. And, for existing bridges, one effective solution to reduce the demand placed on abutment wing walls is to consider steel keeper plates, reducing the level of structural and geometric changes for seismic isolated bridges configurations.

The system bridge fragility analysis demonstrated the effectiveness of seismic isolation as a retrofit measure for the *Chemin des Dalles* bridge considerably reducing system fragility for the different damage levels considered. The correlation of bridge components response also demonstrates that the overall system fragility is controlled by the fragility of abutment wing walls. This leads to an advantage in terms of bridges performance after an earthquake. Protecting key components of the bridge system, as columns and foundations, leads to less time to restore the complete functionality of the bridge and less probability of restriction in the traffic or the bridge closure after an extreme event.

10. Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) for the Canadian Seismic Research Network (CSRN), the Québec Fonds pour la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) for the Centre d'études interuniversitaires des structures sous charges extrêmes (CEISCE), and Transports Québec. Computational resources for this work were provided by Compute Canada through the Réseau québécois de calcul de haute performance (RQCHP).

11. References

- [01] BASÖZ, N.I.; KIREMIDJIAN, A.S. Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge, California Earthquakes. Technical Report, MCEER-98-004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Bu_alo, NY. 1998.
- [02] TQ. Manuel d'inspection des structures : évaluation des dommages. Ministère des Transports du Québec, Bibliothèque Nationale du Québec, Gouvernement du Québec, Canada. 1995.
- [03] TAVARES, D.H.; PADGETT, J.E.;, PAULTRE, P. Fragility curves of typical as-built highway bridges in Eastern Canada. Engineering Structures 2012; 40:107–118.
- [04] FEMA. HAZUS-MH MR3, multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model. Technical manual, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2003.
- [05] BASÖZ, N.I.; KIREMIDJIAN, A.S, KING, S.A.; LAW, K.H. Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. Earthquake Spectra 1999; 15(1):25–54.
- [06] SHINOZUKA, M.; FENG, M.Q.; LEE, J.; NAGANUMA, T. Statistical analysis of fragility curves. Journal of Engineering Mechanics 2000; 126(12):1224–1231.

- [07] HWANG, H.M.; JERNIGAN, J.B.; LIN, Y.W. Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems. Journal of Bridge Engineering 2000; 5(4):322–330.
- [08] CHOI, E.; DESROCHES, R; NIELSON, B. Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. Engineering Structures 2004; 26(2):187–199.
- [09] NIELSON, B.G.; DESROCHES, R. Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the Central and Southeastern United States. Earthquake Spectra 2007; 23(3):615–633.
- [10] PAN, Y.; AGRAWAL, A.K.; GHOSN, M. Seismic fragility of continuous steel highway bridges in New York State. Journal of Bridge Engineering 2007; 12(6):689–699.
- [11] SHINOZUKA, M.; KIM, S.H.; KUSHIYAMA, S.; YI, J.H. Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2002; 1(2):195–205.
- [12] PADGETT, J.E.; DESROCHES, R. Retrofitted bridge fragility analysis for typical classes of multispan bridges. Earthquake Spectra 2009; 25(1):117–141.
- [13] AGRAWAL, A.K.; GHOSN, M.; ALAMPALLI, S; PAN, Y. Seismic fragility of retrofitted multispan continuous steel bridges in New York. Journal of Bridge Engineering 2012; 17(4):562– 575.
- [14] CAN/CSA-S6-06. Canadian Highway Bridge design code. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada, 2006.
- [15] NRCC. National Building Code of Canada. National Research Council of Canada, 2010.
- [16] ROY, N.; PAULTRE, P.; PROULX, J. Performance-Based Seismic Retrofit of a Bridge Bent: Design and Experimental Validation. Canadian Journal of Civil Engineering, 37:367-379, 2010.
- [17] TAVARES, D.H.; SUESCUN, J.R.; PAULTRE, P.; PADGETT, J.E. Seismic Fragility of a Highway Bridge in Quebec. Journal of Bridge Engineering, Vol. 18, No. 11, November 1, 2013.
- [18] FIB. Seismic bridge design and retrofit structural solutions. Technical Report, Bulletin 39, Fédération Internationale du Béton, 2007.
- [19] KELLY, J.M.. Earthquale-Resistant Design With Rubber. Springer, London, 1997.
- [20] DESROCHES, R.; CHOI, E.; LEON, R.T.; PFEIFER, T.A. Seismic Response of Multiple Span Steel Bridges in Central and Southeastern United States. II: Retrofitted. Journal of Bridge Engineering, 9(5):473-479, 2004.
- [21] AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO). Guide Specifications for Seismic Isolation Design. Washington, DC, 1999.
- [22] NAEIM, F.; KELLY, J.M.. Design of seismic isolated structures: from theory to practice. Mechanical characteristics and modeling of isolators, Wiley, New York, 1999.
- [23] HIGHWAY INNOVATIVE TECHNOLOGY EVALUATION CENTER (HITEC). Summary of Evaluation Findings for the Testing of Seismic Isolation and Energy Dissipating Devices. CERF Report, Washington, DC, 1999.
- [24] PADGETT, J. E. Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges using Probabilistic Methods. Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, 2007.

- [25] ZHANG, J.; HUO, Y. Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method. Engineering Structures, 31:1648-1660, 2009.
- [26] MORI A.; CARR, A.J.; COOKE, N.; MOSS, P.J. Compression behaviour of bridge bearings used for seismic isolation. Engineering Structures, Vol. 18, No. 5, 1996.
- [27] NIELSON, B.G.; DESROCHES, R. Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 2007; 36(6):823–839.
- [28] CORNELL, C.A.; JALAYER, F.; HAMBURGER, R.O.; FOUTCH, D.A. Probabilistic basis for 2000 sac federal emergency management agency steel moment frame guidelines. Journal of Structural Engineering 2002; 128(4):526–533.
- [29] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). Hazus-mh mr1 : Technical manual, 2003.
- [30] MAZZONI, S.; McKENNA F.; SCOTT, M.H.; FENVES, G.L. Open system for earthquake engineering simulation user command-language manual, opensees version 2.0. Technical Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley 2009.
- [31] ATKINSON, G.M.. Earthquake time histories compatible with the 2005 NBCC uniform hazard spectrum. Can. J. Civ. Eng., 36(6), 991–1000, 2009.
- [32] TAVARES, D.H.; CARDONA, L.; PAULTRE, P. Bridge reinforced concrete column limit state definition. In Anais do 52° Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, 2010.
- [33] SIQUEIRA, G.H.; SANDA, A.S.; PAULTRE, P; PADGETT, J.E. Fragility curves for isolated bridges in eastern Canada using experimental results. (In Press) Eng Struct (2014), http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.04.053
- [34] SIQUEIRA, G.H. Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel. PhD Thesis, Faculté de Génie, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 2013.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Analysis of accidental loads on garage floors

Análise de cargas acidentais em pavimentos de garagem

D. A. TENÓRIO ª daniel@emuchoa.com.br

> P. C. C. GOMES ^b pgomes@ctec.ufal.br

J. M. DÉSIR ° jean.marie@ufrgs.br

E. L. M. UCHÔA ^a edward@emuchoa.com.br

Abstract

The focus of the paper is the analysis of accidental loads used for garage floors considering the recommendations of national and international norms on the load values to be applied on those floors. The Brazilian norm NBR 6120/1980 [1], on the subject, does not specify concentrated loads while Euro Code [2] and IBC international [3] norms recommend that distributed and concentrated loads shall be considered. Currently, waffle slabs are widely used in garage floors. In this context, considering the standards of the most used vehicles in the country, we ask: are the values of the distributed loads from the norms suitable for slab design? Or is it necessary to correct these loads to account for concentrated loads on the order of 8.5 kN per share corresponding to a utility vehicle tire? The objective of the present study is to find answers for those two questions through parametric analysis involving the main parameters of a waffle slab, which are: side ratio λ (lambda), spacing between the main ribs and scheme of slab support (one-way or two-way) The set of simulations shows that the loads recommended by the mentioned norms need to be corrected when used in garage floors to reproduce the effect of the loads concentrated in the tires of utility vehicles.

Keywords: accidental load, garage floor, one-way waffle slab and two-way ribbed slam, finite element method.

Resumo

O trabalho tem como foco a análise das cargas acidentais utilizadas para pavimentos de garagem, considerando as recomendações de normas nacionais e internacionais para a definição do valor das cargas a serem aplicadas nas lajes nervuradas. A norma brasileira NBR 6120/1980 [1], que trata do assunto, não especifica nada em relação a cargas concentradas, enquanto normas internacionais como Euro Code [2] e IBC [3], recomendam considerar cargas distribuídas e concentradas. Atualmente, as lajes nervuradas são utilizadas amplamente em pavimentos de garagem. Neste contexto, considerando os padrões de veículos mais utilizados no país, será que os valores de cargas distribuídas das normas são adequados para o dimensionamento das lajes nervuradas? Ou é necessário fazer uma correção destas cargas para levar em consideração as cargas concentradas da ordem de 8,5 kN por pneu correspondente a um veículo utilitário. O objetivo deste trabalho é procurar as respostas para estas duas perguntas através de uma análise paramétrica envolvendo os principais parâmetros de uma laje nervurada, que são: a relação A (lambda) entre os lados, a distância entre as nervuras principais e o esquema de apoio da laje (uni ou bidirecional). De uma forma geral o conjunto das simulações mostra que as cargas recomendadas pelas normas citadas precisariam de correção quando utilizadas em pavimento de garagem para reproduzir o efeito das cargas concentradas das rodas de veículos tipo utilitário.

Palavras-chave: carga acidental, pavimento garagem, laje nervurada unidirecional e laje nervurada bidirecional, método dos elementos finitos.

^b Instituto PPGEC/UFAL, Maceió, AL, Brasil;

Received: 6 Nov 2013 • Accepted: 14 Apr 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

E.M.UCHÔA Engenharia, Maceió, AL, Brasil;

Instituto PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.



1. Introduction

Currently many reinforced concrete building designs include relatively large clear spans for auditoriums, showrooms, garage floors and recreational areas. In those cases, the spans need to have a greater thickness to increase the stiffness and reduce deflection. In this manner, massive slabs considerably increase their own weight. In this scenario, waffle slabs appear as a suitable solution because, while increasing the stiffness, they ensure weight reduction.

Indeed, cast-in-situ waffle slabs (CISWS) have been widely used in such situations because they are more economically advantageous than flat slabs with a lower consumption of concrete and steel, which provides a lighter structure ((Figure 1).

The concept of waffle slab can be described in a relatively easy way. When the spans have 4 m or more (Dantas and Nascimento 2009) [5], flat slabs have a small region of compressed concrete, and therefore, there is excess concrete below the neutral axis of the region under tension, the contribution of which to bending is not taken into consideration in the design. This ends up not helping the flexural strength but significantly increases the slab own-weight. Consequently, nothing more reasonable than substituting it with an inert material or simply leave voids, generating a more economical and efficient slab model, the waffle slab.

In this context of economy and efficiency, we seek to reduce concrete and steel consumption and, increase bending strength through the solution of a waffle slab. In addition, the shuttering techniques applied to waffle slabs aim at reducing the casing cost, avoiding constructing casings for all the ribs. In waffle slabs, this drawback is overcome, for instance, with reusable casings of reinforced plastic, which support not only the weight of the fresh concrete, but also the weight of the reinforcement, the equipment and the workers.

According to item 14.7.7 of NBR 6118:2007 [6], the CISWS present a tension area composed by ribs among which inert material can be placed. The CISWS can be one-way (OWWS) or two-way (TWWS) waffle slabs. TWWS (Figure 2) are used when the side ratio is not higher than two, a situation when there is an effort reduction and distribution of actions in the entire outline. The ribs (stringers) are parallel to the directions of the outline edges, mutually orthogonal and have the same distance between axes in both directions.

OWWS (Figure 3) has a different rib system than TWWS, because it

has main and secondary ribs: main ribs on the direction of the smallest span and secondary ribs follow the direction of the largest span. The distances between the rib axes differ between the two directions; they are larger for the secondary ribs and smaller for the main ribs. When the distance between the rib axes are equal in both directions, the waffle slab is no longer one-way and becomes two-way.

Regarding the consumption of steel and concrete, Tenório et al. (2009) [7] published a study showing that OWWS are more economic that TWWS, in situations when the relation between the longest side and the shortest is equal or greater than 1.4. To analyze waffle slabs, it is important to define the acting loads, whether concentrated or distributed.

Live loads in garage floors from different types of vehicles are usually higher than the permanent loads, mainly because currently the new vehicles in the market have loads higher than 30kN, distributed between the tires in contact with the slab. The values and applications of those loads follow specific recommendations of the regulations of each country.

The international regulations, such as the EuroCode 1:2002 [2] and the International Building Code 2009 (IBC (2009) [3] present load values, related to the vehicle weight, that should be applied to the floor, through





four small areas that represent the contact of the tires with the slab. Those loads distributed in square areas with side sizes ranging from 0.10 to 0.12 m are considered concentrated. On the other hand, the Brazilian regulation NBR 6120:1980 [1] adopts a minimum value of distributed load per square meter of area that should be applied to the slab and does not take into consideration the analysis of the concentrated loads representing the contact of the tire with the slab. Besides, the Brazilian regulation, which is from the 80s,adopts a value of up to 25 kN as the maximum load for passenger vehicles, when nowadays it is common to find vehicles with maximum loads up to 40 kN.

2. Objectives

When making a preliminary design or a simplified analysis, using distributed loads provides greater speed in the calculations. However, it is important that the distributed load used represents the actual situation under analysis. In this sense, the main objective of the present paper is to define an equivalent load that represents the vehicle load applied to the slab through tire contact, for different configurations of waffle slabs whether one-way or two-way. The results obtained applying the vehicle load as concentrated load (CL) and distributed load (DL) according to NBR 6120:1980 [1] are compared for garage floor OWWS and TWWS.

3. Methodology

Considering the basic configuration in Figure 4 of a single waffle slab, launched as OWWS and TWWS, various numerical simulations were performed for different λ (lambda) values, distance between main ribs (MRS), and amount of secondary ribs (ASR) using the finite element method through a specific analysis program.

The analysis of the deflection trend revealed two interesting aspects: the possibility of comparing the deflection generated by the distributed load (DL), recommended by the NBR 6120:1980 [1], with the deflection generated by the concentrated load (CL) and the possible setting of DL values that provide equal deflections to those generated by the CL. In this manner, it might be possible to

conduct an analysis using DL and obtain values close to those of an analysis performed with CL, to calculate rib deflections and bending moments, which would be a significant contribution to improve the development of structural designs, once an analysis using CL is much more complex and time consuming than an analysis using DL. The height of the slab is defined by a preliminary design the algorithm of which is based on the recommendations of NBR 6118:2007 [6] for the calculus of beams at service loads (Tenório, 2011) [8]. This preliminary design is performed through the previous knowledge of the other slab dimensions and the requested load. The ABAQUS program, which is widely known in the academic sphere and has a wide range of elements and analysis models was used in the simulations. A sensitivity analysis was performed to define the level of mesh refinement needed to ensure consistent results.

3.1 Model description

After defining the height of the slab on the preliminary design, a set of models combining different values of MRS, ASR and ac-





cidental loads was defined. They were treated as modeling examples of one-way and two-way (OTE) waffle slabs, with the following considerations:

- 1) MRS values are constant and can be taken as equal to 0.50; 0.60; 0.65; 0.70; 0.80; 0.90 and 1.00 m;
- one-way waffle slabs (OWWS) have main rib spacing (MRS) different from secondary rib spacing (SRS), models with 1, 2 or 3 secondary ribs were considered;
- for the two-way waffle slabs (TWWS), for each MRS, the necessary ASR is defined so that the spacing between the main ribs (MRS) is equal to the secondary rib spacing (SRS);
- 4) the applied loads are the self-weight and the regulation live load;

thus, for each model, on the one hand, the value of the distributed load recommended by NBR 6120:1980 [1] was considered while, on the other hand, the concentrated loads corresponding to three vehicle classes currently in use in the Brazilian market were also considered.

Figures 5 and 6 illustrate the details of the configuration under consideration and the positioning of the tires (small 0.10×0.10 m areas) where the concentrated loads are applied.

In this manner it is possible to combine 7 different MRS with 4 ASR for two types of load and three types of vehicles totalizing 54 different analysis situations. Table 1 lists the geometric data of the different models obtained by combining the parameters defined above,



	Table 1 – Geometric data of idealized slabs, in m											
MRS	LY	Α	В	С	D	bw	h	hn	ec	С'	ds	dp
0.50	6.00	2.95	1.35	0.90	0.40	0.09	0.28	0.23	0.05	0.04	0.008	0.0176
0.60	6.00	2.95	1.35	0.85	0.45	0.09	0.28	0.23	0.05	0.04	0.008	0.0176
0.65	6.00	2.95	1.35	1.95	1.15	0.09	0.28	0.23	0.05	0.04	0.008	0.0176
0.70	6.00	2.95	1.35	0.80	0.50	0.09	0.28	0.23	0.05	0.04	0.008	0.0176
0.80	6.00	2.95	1.35	1.15	0.15	0.09	0.28	0.23	0.06	0.04	0.008	0.0176
0.90	6.00	2.95	1.35	0.70	0.60	0.09	0.28	0.23	0.06	0.04	0.008	0.0176
1.00	6.00	2.95	1.35	0.65	0.65	0.09	0.28	0.21	0.07	0.04	0.008	0.0176

Table 2 - Geometric measures and loads of the vehicle types Vehicle model Wagon Compact Sedan Vehicle types Total weight of the front axle (kN) 9.00 12.80 16.75 front , a Total weight ofrear axle (kN) 8.60 9.10 13.35 Π Weight of operating vehicle (kN) 17.10 20.10 13.00 Total gross weight (kN) 17.60 21.90 30.10 a (m) 0.08 0.09 0.09 b (m) 0.80 0.80 0.80 0.90 0.70 1.20 c (m) 0.09 d (m) 0.08 0.09 \square e (m) 1.80 1.85 1.80 4.25 4.80 5.26 d f (m)

with: h the height of the slab; hn the height of the rib; ec the thickness of the table; bw the width of the rib; MRS the spacing between the axis of the main ribs; SRS the spacing between the axis of the secondary ribs, LX the shorter side of the slab; LY the longest side of the slab; C' the distance from the center of the reinforcement to the rib lower base; ds the diameter of the reinforcement in the

Table 3 – Values of the loads transmitted by the tires and used in the simulations							
Vehicle model	compact	sedan	wagon				
Load in the tire (kN)	4.50	6.50	8.50				

secondary rib, dp the diameter of the reinforcement in the main rib The distributed load applied in the models corresponds to the value currently in force in the NBR6120:1980 [1], i.e., 3 kN/m². For the concentrated loads, the weights of three different vehicles are considered, which represent current models in the Brazilian Market: compact, sedan and wagon (utility). Table 2 lists the geometry and load information of the vehicles used.

This data was used to position the vehicle on the slab and to determine the load transmitted by the vehicle to the slab through the contact of the tire with the floor. In the modeling, for each type, the loads in each tire correspond to half the total weight of the "front axle", as indicated in Table 3.

These values define the load values and position used in the analysis. The vehicles are positioned to cover the most unfavorable situation. Considering the adopted control parameter, the position should generate the largest deflections.

Table 4 - Geometric characteristics of the slabs tested by Abdul-Wahab and Khalil (2000) (9)

Sab	Vods	a, (cm)	h, (cm)	b _w (cm)	h (cm)	h/h,	a,/I
S1	11 X 11	13.6	2	5.2	9.5	4.8	0.091
S2	9 X 9	16.7	2	5.2	9.5	4.8	0.111
S3	7 X 7	21.4	2	5.2	9.5	4.8	0.143
S4	5 X 5	30	2	5.2	9.5	4.8	0.2
S5	9 X 9	16.7	2	5.2	12.5	6.3	0.111
S6	9 X 9	16.7	2	4.7	6.5	3.3	0.111

	Table 5 – Characteristics of slabs tested by Abdul-Wahab and Khalil (2000) (9)									
Slab	f _{ck} (MPa)	E _{cs} (kN/cm²)	G _c (kN/cm²)	P _{cracking} (kN)	P _{last} (kN)					
S1	31.3	2663.05	399.46	30	105					
S2	32.0	2692.66	403.90	20	81					
S3	31.4	2667.30	400.10	20	65					
S4	28.9	2558.92	383.84	20	48					
S5	29.9	2602.81	390.42	40	120					
S6	29.1	2567.75	385.16	20	48					

3.2 Type of element and refinement

The selection of the type of element and refinement focused on finding good responses with the smallest analysis time. To this end, numerical models were performed of an experimental model of one of the waffle slabs tested by Abdul-Wahab and Khalil (2000) [9]. Tables 4 and 5 and Figure 7 present the geometric

characteristics and mechanical properties of the experimental models.

The model numerically simulated was experimental model S1, because it presented the largest deflections. The deflection values of the experimental model were compared with the values of the numerical model. In the numerical simulations, the values of 10 kN and 20kN were used, which still correspond to a linear



	Table 6 - Deflection of experimental and numerical analyses										
logd	Experimental				Numerio	cal analysis					
Loud	analysis	S4R (10 ⁻² m)					C3D20 (10 ⁻² m)				
-	(10 ⁻² m)	10%	20%	30%	40%	10%	20%	30%	40%		
10kN	-0.01	-0.0255	-0.0257	-0.0258	-0.0279	-0.0145	-0.0143	-0.0141	-0.0139		
20kN	-0.03	-0.0473	-0.0475	-0.0477	-0.0516	-0.0277	-0.0273	-0.0269	-0.0265		



behavior, according to the experimental results presented by the authors where a cracking load of 30 kN was observed as shown in



Table 5. These loads were applied in a centered area of the slab, as illustrated in Figure 7.

Table 6 presents the deflection values for the numerical and experimental models (experimental model S1). The simulations were performed with surface elements (S4R shell model) and 3D (C3D20 volume model) following the usual ABAQUS nomenclature. For each case, meshes with four element sizes were adopted: 1.36 cm (10% of the span), 2.72 cm (20% of the span), 4.08 cm (30% of the span) and 5.44 cm (40% of the span), with the span defined as the spacing between the rib axes.

In Table 6, it can be observed that the model of 3D element with a size equal to 10% span is the model that presents values closer to the experimental model. However, the deflections that correspond to a 10% size are not very different from those obtained with a 20% size (less than 2%). Therefore, it can be assumed that the deflection values obtained with the 20% size provide sufficient accuracy, because the gain obtained with the 10% size is negligible.

Figure 8 shows the stress distribution without concentration, consistent with the applied load indicating that the mesh refinement is adequate.

This preliminary analysis where the experimental results of Abdul-Wahab and Khalil (2000) [9] were reproduced, allowed defining the types of finite elements that can be used as well as the acceptable level of refinement for consistent results. It is clearly noted that considering shell elements shows a more flexible structure. Then, the same parameters are used to create the models that correspond to the different combinations mentioned in section 3.1.

4. Results

Considering the objectives of the analysis, the results are explored through the comparison of the deflections obtained with the distributed loads from the regulations and those obtained with the concentrated loads. The distributed loads equivalent to the weights of different types of vehicles are also deduced. Due to the large number of combinations, a XX-YY-MRS coding is defined where XX refers to one deflection or vehicle load, YY represents the type of vehicle and MRS the spacing between the main ribs for the combination under study. In general, it is worth highlighting the influence of each parameter on slab behavior.

The results of this parametric analysis can be presented as curves that show the relationship among deflections generated by the concentrated loads and those generated by the distributed loads for different values of the other parameters. In this manner, it is possible to have for each λ value (1; 1.5; 2) curves relating the deflections obtained for each category of vehicle and those obtained for the distributed load recommended by the regulation (Figures 9, 10,11). Those curves correspond to a SRS value = 1.30 m. It can be noticed that the curves present an equal trend.

These curves illustrate the influence of the slab geometry on the value of the necessary equivalent distributed load. On the other hand, the influence of the type of vehicle can also be considered comparing, for each category, the curves obtained for the different λ values (Figures 12, 13, 14).

The deflection ratio increases in all the cases for MRS values between 0.50 and 0.70 m. For higher MRS values the ratio decreases. The analysis of the data of the curves shows for $\lambda = 2$ values higher than 1, indicating that for this λ value, the distributed load of 3.0 kN/m² is low. It should be higher to be representative. However, for $\lambda = 1.5$ the distributed load is consistent with the concentrated loads of 6.5 kN and 4.5 kN, but the ratio is higher than one for an 8.5 kN load. Thus, the 3.0 kN/m² load cannot be used to represent the live load in this situation. When λ is equal to 1, all the deflection ratios become smaller than 1, indicating that the load of the regulation is representative.

The analysis above shows that for higher loads (CL equal to 6.5 kN or 8.5 kN) the distributed load recommended by the regulation is not representative of the actual slab situation, for any λ value or any spacing between main ribs (MRS).

Therefore, it was considered appropriate to correct the DL values so that it had the same deflection observed with the application of a CL, Table 7. In this table q NUM (kN/m2) is the DL that causes the same deflection than the CL with NUM (kN) value.

Table 7 shows the DL corrected values for each MRS, λ varying from 1.0 to 2.0. The DL corrected values show some linearity in relation to λ variation as shown in Figure 15 where q-NUM1_NUM2 (kN/m²) is the DL that causes the same deflection that a CL of NUM1 (kN) value in the model with MRS of NUM2 (m) value.

However, there are two important observations for this range of λ values. First, analyzing the variation for a particular type of vehicle and the different MRS values (Figure 16), it can be observed that, for the same slab geometry, that is, the same λ , the rate of correction depends on the MRS value.

On the other hand, extracting the curves that correspond to the same MRS, of 0.70 m, for example, it can be observed that the





lines of variation of the corrected distributed loads are parallel, indicating that, for the same MRS value, the correction rate is independent of the load (Figure 17).

All the results presented so far come from simulations performed with a single slab main span value (LY = 6m). To complete the analysis of the distributed load corrected values, additional models were created to check a possible dependence on span length, i.e., models with different sizes although maintaining the same side ratio λ .

Initially, the situations in which the length of the main span LY is varied from 4 to 12 m maintaining the same λ = 2 were analyzed. The analysis took into consideration an MRS of 0.80 m and a CL of 8.5 kN (wagon type vehicle).The DL corrected values corresponding to these models are represented in Figure 18 where the variation trend as a function of LY can be observed. This trend can be easily fitted by a polynomial function.

In a second step, the DL corrected value variation trend was checked considering different λ values for each LY analyzed. Figure19 presents the results obtained. As observed in the analysis with constant LY, the DL correction rate increases with λ value, showing almost the same trend for all the LY values considered. It



is important to note that for λ values higher than 2, the correction rate cannot be considered linear.

The values of this analysis for the three vehicle categories in Table 8 show the influence of the slab geometry, defined here by λ value. The distributed load corrected values tend to decrease with the increase of $\lambda.$

5. Final considerations

The corrected DL (distributed load) values were defined in the deflection analyses, considering that the vehicle load acting on the floor was of a single type, i.e., only vehicles with maximum loads per tire limited to 4.5 kN, or 6.5 kN, or 8.5 kN, but the performance of them acting together was not taken into consideration, which is usual in garage floors, where all types of vehicles are parked, without distinguishing specific parking places for each model.

According to the National Traffic Department, DENATRAN, the Brazilian fleet of compact, sedan and wagon vehicles is approximately 42 million with 10% wagon and 90% vehicles that withstand up to nine passengers including the driver, which are the





vehicles mentioned in the present paper as sedan and compact. Taking this as a premise, it can be stated that the probability of, on a garage floor, a particular slab having only wagon type vehicles parked, generating the most unfavorable situation for the structure, is very low.





Thus, this study suggests, for general use of garage floors, a value of corrected accidental distributed load associated to vehicles with maximum load equal to 6.5 kN per tire, i.e., q-6.5. This load of 6.5 kN per tire also represents wagons, when they

Table 7 – Distributed load corrected values for λ equal to 1.0, 1.5 and 2.0									
MRS (m)	0.50	0.60	0.65	0.70	0.80	0.90	1.00		
q-8.5 (kN/m ²) for λ = 1.0	3.23	3.35	3.38	3.46	3.25	3.33	3.17		
q-8.5 (kN /m ²) for λ = 1.5	4.31	4.46	4.55	4.58	4.22	4.26	4.02		
q-8.5 (kN /m ²) for λ = 2.0	5.44	5.66	5.74	5.83	5.17	5.23	4.81		
q-6.5 kN /m ²) for λ = 1.0	2.32	2.44	2.47	2.56	2.36	2.44	2.29		
q-6.5 (kN /m ²) for λ = 1.5	3.31	3.46	3.51	3.58	3.26	3.30	3.07		
q-6.5 (kN /m ²) for λ = 2.0	4.30	4.51	4.58	4.66	4.08	4.14	3.75		
q-4.5 (kN /m ²) for λ = 1.0	1.42	1.52	1.57	1.65	1.48	1.56	1.41		
q-4.5 (kN /m ²) for λ = 1.5	2.31	2.47	2.49	2.59	2.30	2.34	2.12		
q-4.5 (kN /m ²) for λ = 2.0	3.17	3.37	3.44	3.51	3.00	3.06	2.69		









load (CL) of 6.5 kN. The values show two variation trends: one inversely proportional to LX variation and the other in the same direction than λ , indicating that using the values in Table 10, in structural design is conditioned to the slab geometry according to λ and LX values.

A reasonable distributed load value to be used in garage floors, currently, would be 4.0 kN/m². For slabs with LX smaller than 4m, the values should be raised with a \emptyset =1,15* (LX/I0),where I0=4.

6. References

- [01] Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120:1980. Rio de Janeiro.
- [02] European Standard (2002).Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-1: General actions — Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Eurocode 1.
- [03] International Building Code. IBC (2009). 2009
- [04] Silva, M. A. (2005). *Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado*. Dissertação de Mestrado em Construção

Table 8 - DL	. corrected valu	es for λ equal to 1.	.0, 1.5, 2.0 and 3.0) with constant LY	
MRS (m)	2	3	4	5	6
q-8.50 (kN/m²) (λ = 1.0)	11.43	8.37	4.34	3.74	3.46
q-8.50 (kN/m ²) (λ = 1.5)	10.14	6.43	4.58	3.18	2.51
q-8.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	8.78	5.83	3.78	3.32	2.96
q-8.50 (kN/m ²) (λ = 3.0)	9.85	5.92	4.43	3.21	2.66
q-6.50 (kN/m²) (λ =1.0)	8.44	6.18	4.55	3.40	2.56
q-6.50 (kN/m²) (λ =1.5)	7.93	5.03	3.58	2.49	1.96
q-6.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	7.03	4.66	3.03	2.66	2.37
q-6.50 (kN/m²) (λ = 3.0)	8.13	5.57	3.70	2.68	2.22
q-4.50 (kN/m²) (λ =1.0)	5.46	4.00	2.95	2.20	1.65
q-4.50 (kN/m ²) (λ = 1.5)	5.74	3.64	2.59	1.80	1.42
q-4.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	6.61	3.51	2.85	2.50	2.23
q-4.50 (kN/m²) (λ = 3.0)	6.47	4.79	3.98	3.52	2.92

Table 9	- Corrected CA	CD (q-c)values fo	r λ equal to 1.0, 1.	5, 2.0 and 3.0	
MRS (m)	2	3	4	5	6
q-8.50 (kN/m ²) (λ = 1.0)	11.43	8.37	4.34	3.74	3.46
$q-8.50 (kN/m^2) (\lambda = 1.5)$	10.14	6.43	4.58	3.18	2.51
q-8.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	8.78	5.83	3.78	3.32	2.96
q-8.50 (kN/m²) (λ = 3.0)	9.85	5.92	4.43	3.21	2.66
q-6.50 (kN/m²) (λ =1.0)	8.44	6.18	4.55	3.40	2.56
q-6.50 (kN/m²) (λ =1.5)	7.93	5.03	3.58	2.49	1.96
q-6.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	7.03	4.66	3.03	2.66	2.37
q-6.50 (kN/m²) (λ = 3.0)	8.13	5.57	3.70	2.68	2.22
q-4.50 (kN/m²) (λ =1.0)	5.46	4.00	2.95	2.20	1.65
q-4.50 (kN/m²) (λ = 1.5)	5.74	3.64	2.59	1.80	1.42
q-4.50 (kN/m²) (λ = 2.0)	6.61	3.51	2.85	2.50	2.23
q-4.50 (kN/m ²) (λ = 3.0)	6.47	4.79	3.98	3.52	2.92

Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

- [05] Dantas, M. F. C. and Nascimento, S. C. S. (2009). Análise Comparativa entre Sistemas Estruturais Convencionais e Estruturas de Lajes Nervuradas em Edifícios. Salvador. Universidade Católica do Salvador.
- [06] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007).*Projeto de estruturas de concreto: NBR 6118:2007*. Rio de Janeiro.
- [07] Tenório, D. A.; Gomes, P. C. C.; Barboza, A. S. R.; Uchôa,
 E. L. M. (2009). Aspectos Técnicos Econômicos de Lajes

Nervuradas Unidirecionais e Bidirecionais. Congresso Brasileiro do Concreto 51,Curitiba, Outubro.

- [08] Tenório, D. A. Contribuição à análise de lajes nervuradas em pavimentos de garagem. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, Universidade Federal de Alagoas, 2011. Pg 117.
- [09] Abdul-Wahab, H. M. and Khalil, M. H. (2000). *Rigidity and Strength of Orthotropic Reinforced Concrete Waffle Slabs.* Journal of Structural Engineering.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Analysis of accidental loads on garage floors

Análise de cargas acidentais em pavimentos de garagem

D. A. TENÓRIO ª daniel@emuchoa.com.br

> P. C. C. GOMES ^b pgomes@ctec.ufal.br

J. M. DÉSIR ° jean.marie@ufrgs.br

E. L. M. UCHÔA ^a edward@emuchoa.com.br

Abstract

The focus of the paper is the analysis of accidental loads used for garage floors considering the recommendations of national and international norms on the load values to be applied on those floors. The Brazilian norm NBR 6120/1980 [1], on the subject, does not specify concentrated loads while Euro Code [2] and IBC international [3] norms recommend that distributed and concentrated loads shall be considered. Currently, waffle slabs are widely used in garage floors. In this context, considering the standards of the most used vehicles in the country, we ask: are the values of the distributed loads from the norms suitable for slab design? Or is it necessary to correct these loads to account for concentrated loads on the order of 8.5 kN per share corresponding to a utility vehicle tire? The objective of the present study is to find answers for those two questions through parametric analysis involving the main parameters of a waffle slab, which are: side ratio λ (lambda), spacing between the main ribs and scheme of slab support (one-way or two-way) The set of simulations shows that the loads recommended by the mentioned norms need to be corrected when used in garage floors to reproduce the effect of the loads concentrated in the tires of utility vehicles.

Keywords: accidental load, garage floor, one-way waffle slab and two-way ribbed slam, finite element method.

Resumo

O trabalho tem como foco a análise das cargas acidentais utilizadas para pavimentos de garagem, considerando as recomendações de normas nacionais e internacionais para a definição do valor das cargas a serem aplicadas nas lajes nervuradas. A norma brasileira NBR 6120/1980 [1], que trata do assunto, não especifica nada em relação a cargas concentradas, enquanto normas internacionais como Euro Code [2] e IBC [3], recomendam considerar cargas distribuídas e concentradas. Atualmente, as lajes nervuradas são utilizadas amplamente em pavimentos de garagem. Neste contexto, considerando os padrões de veículos mais utilizados no país, será que os valores de cargas distribuídas das normas são adequados para o dimensionamento das lajes nervuradas? Ou é necessário fazer uma correção destas cargas para levar em consideração as cargas concentradas da ordem de 8,5 kN por pneu correspondente a um veículo utilitário. O objetivo deste trabalho é procurar as respostas para estas duas perguntas através de uma análise paramétrica envolvendo os principais parâmetros de uma laje nervurada, que são: a relação A (lambda) entre os lados, a distância entre as nervuras principais e o esquema de apoio da laje (uni ou bidirecional). De uma forma geral o conjunto das simulações mostra que as cargas recomendadas pelas normas citadas precisariam de correção quando utilizadas em pavimento de garagem para reproduzir o efeito das cargas concentradas das rodas de veículos tipo utilitário.

Palavras-chave: carga acidental, pavimento garagem, laje nervurada unidirecional e laje nervurada bidirecional, método dos elementos finitos.

^b Instituto PPGEC/UFAL, Maceió, AL, Brasil;

Received: 6 Nov 2013 • Accepted: 14 Apr 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

E.M.UCHÔA Engenharia, Maceió, AL, Brasil;

Instituto PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.



1. Introdução

Atualmente, é muito comum incluir em projetos de edifícios de concreto armado vãos livres relativamente grandes destinados a auditórios, sala de exposição, pavimentos de garagem e áreas de lazer. Em tais casos, as lajes precisam ter uma espessura maior para aumentar a rigidez e reduzir as deflexões. Desse modo, as lajes maciças aumentam consideravelmente o peso próprio consideravelmente. Nesse cenário, as lajes nervuradas aparecem como uma solução mais apropriada porque, ao passo que proporcionam aumento na rigidez, garantem também redução de peso.

De fato, as lajes nervuradas moldadas no local (LNML) vêm sendo usadas em grande escala em tais situações, por serem economicamente mais viáveis que as maciças e proporcionarem um consumo menor de concreto e aço garantindo assim uma estrutura mais leve (Figura 1).

O conceito de laje nervurada pode ser descrito de uma forma relativamente simples. Quando se têm vãos de 4 m ou mais (Dantas e Nascimento 2009) [5], as lajes maciças apresentam pequena região de concreto comprimido, havendo, portanto, excesso de concreto abaixo da linha neutra na região tracionada, cuja contribuição no dimensionamento à flexão é desprezada. Isso acaba não ajudando na resistência à flexão, mas aumenta consideravelmente o peso próprio da laje. Em virtude desse fato, nada mais racional do que substituí-lo por material inerte ou simplesmente deixar o vazio, gerando um modelo de laje mais econômico e eficiente, a laje nervurada.

Nesse contexto de economia e eficiência, procura-se com a solução da laje nervurada diminuir o consumo de concreto, aço, e aumentar a rigidez à flexão. Além disso, as técnicas de cimbramento aplicadas em lajes nervuradas visam diminuir o custo de fôrmas, evitando a confecção do molde de todas as nervuras. Nas lajes nervuradas, esse inconveniente é superado, por exemplo, com a utilização de moldes reaproveitáveis de plástico reforçado, que suportam não só o peso do concreto fresco, mas também o peso da armadura, dos equipamentos e dos obreiros.

Segundo o item 14.7.7 da NBR 6118:2007 [6], as LNML apresentam zona de tração constituída por nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte. As LNML podem ser lajes nervuradas unidirecional (LNU) e bidirecional (LNB). As LNB (Figura 2) são usadas quando a relação entre os lados não é superior a dois, situação para a qual se tem uma diminuição dos esforços e uma distribuição das ações em todo o seu contorno. As nervuras (longarinas) são paralelas às direções das bordas de contorno, ortogonais entre si, e apresentam uma mesma distância entre eixo para as duas direções.

A LNU (Figura 3) apresenta um sistema de nervuras diferentes da LNB, havendo nervuras principais e secundárias: as principais são na direção do menor vão, e as secundárias na direção do maior vão. As distâncias entre eixos de nervuras são diferentes entre as duas direções, sendo maiores para as nervuras secundárias e menores para as nervuras principais. Quando as distâncias entre eixos de nervuras são iguais para as duas direções, a laje nervurada deixa de ser unidirecional e passa a ser bidirecional.

No que se refere a um comparativo de consumos de aço e concreto entre LNU e LNB, Tenório *et al.* (2009) [7] apresentaram um estudo mostrando que as LNU são mais econômicas que as LNB, para situações onde a relação entre o maior lado e o menor lado é maior ou igual a 1,4. Sobre o processo de análise das lajes nervuradas, é importante a definição dos carregamentos atuantes, sejam eles concentrados ou distribuídos.

As cargas acidentais para pavimentos de garagem provenientes de diferentes tipos de veículos são muitas vezes superiores às cargas permanentes, principalmente porque atualmente os novos veículos de mercado apresentam cargas superiores a 30 kN, que





são distribuídas entre os pneus em contato com a laje. Os valores e a forma de aplicação dessas cargas seguem recomendações específicas das normas de cada país.

As normas internacionais como EuroCode 1:2002 [2] e o International Building Code 2009 (IBC (2009)) [3] apresentam valores de cargas, correspondentes ao peso do veículo, que devem ser aplicadas no pavimento, através de quatro pequenas áreas que representam o contato dos pneus com a laje. Essas cargas distribuídas em áreas quadradas de lados com dimensões de 0,10 a 0,12 m são consideradas concentradas. Já a norma Brasileira NBR 6120:1980 [1] adota um valor mínimo de carga distribuída por metro quadrado de área que deve ser aplicada na laje, sem a consideração de análise de cargas concentradas que represente o contato do pneu com a laje. Além disso, a norma brasileira, uma norma da década de 80, adota o valor de até 25 kN como a carga máxima de veículos de passageiros, sendo atualmente comum encontrar no mercado veículos com cargas máximas de até 40 kN.

2. Objetivos

Para um pré-dimensionamento ou uma análise simplificada, a aplicação de uma carga distribuída, proporciona maior rapidez na realização dos cálculos. Entretanto, é importante que a carga distribuída aplicada reflita a realidade da situação que se deseja analisar. Nesse sentido, o objetivo principal deste trabalho consiste em definir uma carga equivalente para representar a carga veicular aplicada na laje através do contato do pneu com a mesma, para diferentes configurações de laje nervurada, seja ela uni ou bidirecional. Comparam-se, dentro da análise de LNU e LNB em pavimentos de garagem, os resultados obtidos com a aplicação da carga veicular na forma de cargas concentrada (QC), com a carga distribuída (QD) de acordo com a NBR 6120:1980 [1].

3. Metodologia

Considerando a configuração básica da Figura 4 que mostra uma única laje nervurada, lançada como LNU e LNB, foram realizadas várias simulações numéricas, para diferentes valores de λ (lambda), de distância entre nervuras principais (DNP), de quantidade nervuras secundárias (QNS), utilizando o método dos elementos finitos através de um programa específico de análise.

A análise da tendência das deflexões revelou dois aspectos interessantes: a possibilidade de comparar as flechas geradas pela carga distribuída (QD), recomendada pela NBR 6120:1980 [1], com as flechas geradas por uma carga concentrada (QC) e a eventual definição de valores de QD que fornecessem flechas iguais às geradas pelo QC. Desta forma, seria possível conduzir uma análise com QD que oferecesse valores próximos a uma análise feita com QC, para cálculo das flechas e momentos nas nervuras, o que representaria uma grande contribuição para melhorar o desenvolvimento dos projetos estruturais de lajes nervuradas, visto que uma análise usando QC é bastante complexa e demorada se comparada com uma análise que utiliza QD.

A altura da laje é definida através de um pré-dimensionamento cujo algoritmo tem sua formulação baseada nas recomendações da NBR 6118:2007 [6] para o cálculo de vigas no estádio II (Tenório, 2011)





[8]. Este pré-dimensionamento é realizado mediante o conhecimento prévio das outras dimensões da laje e do carregamento solicitante. Para estas simulações foi utilizado o programa ABAQUS, que além de ser amplamente conhecido no âmbito acadêmico, dispõe de uma grande variedade de elementos e de modelos de análise. Foi realizada uma análise de sensibilidade para definir o nível de refinamento de malha necessária para garantir resultados consistentes. valores de DNP, de QNS e de cargas acidentais. Foram tratados com exemplos de modelagem de lajes nervuradas unidirecional e bidirecional (EUB), fazendo as seguintes considerações:

- 1) os valores de DNP são constantes e podem ser tomados iguais a 0,50; 0,60; 0,65; 0,70; 0,80; 0,90 e 1,00 m;
- as lajes nervuradas unidimensional (LNU) têm a distância entre nervuras principais (DNP) diferente da distância entre nervuras secundárias (DNS), sendo considerados modelos com 1, 2 e 3 nervuras secundárias;

3.1 Descrição dos modelos

Após determinar a altura da laje na etapa de pré-dimensionamento, foi definido um conjunto de modelos combinando diferentes nas lajes bidimensional (LNB), para cada DNP, define-se o QNS necessário para que a distância entre nervuras principais (DNP) seja igual a distância entre nervuras secundárias (DNS);


	I	abela 1	- Dados	geomé	tricos do	as lajes i	dealizad	las, todo	os os dad	dos em r	n	
DNP	LY	Α	В	С	D	bw	h	hn	ec	С'	ds	dp
0,50	6,00	2,95	1,35	0,90	0,40	0,09	0,28	0,23	0,05	0,04	0,008	0,0176
0,60	6,00	2,95	1,35	0,85	0,45	0,09	0,28	0,23	0,05	0,04	0,008	0,0176
0,65	6,00	2,95	1,35	1,95	1,15	0,09	0,28	0,23	0,05	0,04	0,008	0,0176
0,70	6,00	2,95	1,35	0,80	0,50	0,09	0,28	0,23	0,05	0,04	0,008	0,0176
0,80	6,00	2,95	1,35	1,15	0,15	0,09	0,28	0,23	0,06	0,04	0,008	0,0176
0,90	6,00	2,95	1,35	0,70	0,60	0,09	0,28	0,23	0,06	0,04	0,008	0,0176
1,00	6,00	2,95	1,35	0,65	0,65	0,09	0,28	0,21	0,07	0,04	0,008	0,0176

Tabela 2 - Medidas ge	ométricas e	e carga	s dos veículos t	lipos
Modelo dos veículos	Compacto	Sedan	Caminhonete	Veículos tipos
Peso eixo dianteiro total (kN)	9,00	12,80	16,75	dianteiro 📙
Peso eixo traseiro total (kN)	8,60	9,10	13,35	
Peso em ordem de macha (kN)	13,00	17,10	20,10	
Peso bruto total (kN)	17,60	21,90	30,10	
a (m)	0,08	0,09	0,09	f
b (m)	0,80	0,80	0,80	
c (m)	0,70	0,90	1,20	
d (m)	0,08	0,09	0,09	
e (m)	1,80	1,85	1,80	
f (m)	4,25	4,80	5,26	e traseiro

4) as cargas aplicadas são o peso próprio e a carga acidental normativa. Desta forma, para cada modelo, considera-se, por um lado, o valor de carga distribuída recomendada na NBR 6120:1980 [1] e, por outro lado, as cargas concentradas correspondentes a três categorias de veículos utilizadas atualmente no mercado brasileiro.

Tabela 3 - Valo pelos pneus (res das car e usados no	gas tran as simul	smitidas ações
Modelo dos veículos	compacto	sedan	caminhonete
Carga no pneu (kN)	4,50	6,50	8,50

As Figuras 5 e 6 apresentam detalhes das configurações consideradas e mostram o posicionamento dos pneus (pequenas áreas de 0,10 m x 0,10 m) onde são aplicadas as cargas concentradas.

Assim é possível combinar 7 DNP diferentes com 4 QNS para dois tipos de carregamentos e três tipos de veículos totalizando 54 situações de análise. A tabela 1 compila os dados geométricos dos diferentes modelos resultantes da combinação dos parâmetros definidos acima, sendo: h a altura da laje; hn a altura da nervura; ec a espessura da mesa; bw a largura da nervura; DNP a distância entre eixos das nervuras principais; DNS a distância entre eixos das nervuras secundárias; LX o menor lado da laje; LY o maior lado da laje; C' a distância do centro da armadura a base inferior da nervura; ds o diâmetro de armadura na nervura secundária; dp o diâmetro de armadura na nervura principal.

Tabela 4 - Características geométricas das lajes ensaiadas por Abdul-Wahab e Khalil (2000) (9)

Laje	Vazios	a, (cm)	h, (cm)	b _w (cm)	h (cm)	h/h,	a,/I
S1	11 X 11	13,6	2	5,2	9,5	4,8	0,091
S2	9 X 9	16,7	2	5,2	9,5	4,8	0,111
S3	7 X 7	21,4	2	5,2	9,5	4,8	0,143
S4	5 X 5	30	2	5,2	9,5	4,8	0,2
S5	9 X 9	16,7	2	5,2	12,5	6,3	0,111
S6	9 X 9	16,7	2	4,7	6,5	3,3	0,111

1	abela 5 - Caracter	rísticas das lajes ens	aiadas por Abdul-W	ahab e Khalil (2000)) (9)
Laje	f _{ck} (MPa)	E _{cs} (kN/cm²)	G _c (kN/cm²)	P _{fissuração} (kN)	P _{úllima} (kN)
S1	31,3	2663,05	399,46	30	105
S2	32,0	2692,66	403,90	20	81
S3	31,4	2667,30	400,10	20	65
S4	28,9	2558,92	383,84	20	48
S5	29,9	2602,81	390,42	40	120
S6	29,1	2567,75	385,16	20	48

A carga distribuída aplicada nos modelos corresponde ao valor atualmente presente na NBR 6120:1980 [1], ou seja um valor de 3 kN/m². Para as cargas concentradas consideram-se os pesos de três tipos diferentes de veículos, os quais representam os modelos usuais do mercado brasileiro: o modelo compacto, o sedam e a caminhonete (utilitário). A Tabela 2 reúne informações da geometria e da carga dos automóveis utilizados. Esses dados foram utilizados para posicionar o veiculo sobre a laje e a intensidade das cargas, referente à solicitação veicular transmitida ao pavimento pelo contato do pneu com o piso. Na modelagem, para cada tipo, as cargas em cada pneu corresponde a metade do peso total do "eixo dianteiro" como indica a Tabela 3. Estes valores definem os valores e a posição dos carregamentos utilizados na análise. Os veículos são posicionados de forma a



		Tabela 6 -	Deflexõe	es das an	álises expe	erimental e nu	ımérica		
Caraa	Análise				Análise	e numérica			
Gaiga	experimental		S4R (1	0 ⁻² m)			C3D20	(10 ⁻² m)	
-	(10 [°] m)	10%	20%	30%	40%	10%	20%	30%	40%
10kN	-0,01	-0,0255	-0,0257	-0,0258	-0,0279	-0,0145	-0,0143	-0,0141	-0,0139
20kN	-0,03	-0.0473	-0,0475	-0,0477	-0,0516	-0,0277	-0,0273	-0,0269	-0,0265



contemplar a situação mais desfavorável. Considerando o parâmetro de controle adotado, o posicionamento deve gerar as maiores deflexões.



3.2 Tipo de elemento e refinamento

A definição do tipo de elemento e o refinamento tiveram a finalidade de encontrar boas respostas com o menor tempo de análise. Para tal, foram feitas modelagens numéricas, de um modelo experimental de uma das lajes nervuradas ensaiadas por Abdul-Wahab e Khalil (2000) [9]. As Tabelas 4 e 5 e a Figura 7 apresentam as características geométricas e as propriedades mecâniccas dos modelos experimentais.

O modelo simulado numericamente foi o modelo experimental S1, que apresentou flechas maiores. Os valores de flechas do modelo experimental foram comparados com os do numérico. Foram utilizados nas simulações numéricas os valores de 10 kN e 20 kN que correspondem ainda a um comportamento linear, de acordo com os resultados experimentais apresentados pelos autores nos quais foi observado uma carga de fissuração de de 30 kN, como indica a Tabela 5. Essas cargas foram aplicadas numa área centrada na laje, conforme ilustrado na Figura 7.

A Tabela 6 apresenta os valores de deflexões para os modelos numérico e experimental (modelo experimental S1). As simulações foram realizadas com elementos de superfície (modelo S4R de casca) e tridimensionais (modelo C3D20 de volume), seguindo a nomenclatura usual do ABAQUS. Para cada caso, adotaram-se malhas com quatro tamanhos de elementos: 1,36 cm (10% do vão), 2,72 cm (20% do vão), 4,08 cm (30% do vão) e 5,44 cm (40% do vão), sendo o vão definido como a distância entre eixo das nervuras.

Na Tabela 6 observa-se ainda que o tipo de modelo que apresenta resultados mais próximos do valor experimental é o de elemento tridimensional de tamanho igual a 10% do vão. Entretanto as deflexões correspondentes ao tamanho de 10% não são muito diferentes dos obtidos com o tamanho de 20% (menos de 2%). Assim sendo, admite-se que os valores das deflexões obtidos com o tamanho de 20% fornece uma precisão suficiente, pois o ganho com o tamanho de 10% é desprezível. A Figura 8 mostra uma distribuição de tensões sem concentração, condizente com a carga aplicada, o que demonstra que o refinamento da malha está adequado.

Essa análise preliminar onde se procurou reproduzir, numericamente, os resultados experimentais de Abdul-Wahab e Khalil (2000) [9] permitiu definir os tipos de elementos finitos que podem ser utilizados assim como o nível de refinamento aceitável para resultados coerentes. Observa-se claramente que a consideração de elementos de casca mostra uma estrutura mais flexível. Na sequência, os mesmos parâmetros são utilizados para criar os modelos correspondentes as diferentes combinações mencionadas no item 3.1.

4. Resultados

Considerando os objetivos da análise, os resultados são explorados através da comparação das deflexões obtidas com as cargas distribuídas normativas e as obtidas com as cargas concentradas. Também são deduzidas as cargas distribuídas equivalentes aos pesos dos diferentes tipos de veículos. Devido ao grande número de combinações, define-se uma codificação XX-YY-DNP, onde XX se refere a uma deflexão ou a uma carga de veículo, YY representa o tipo de veículo e DNP a distância entre nervuras principais para a combinação considerada. De uma forma geral, vale a pena evidenciar a influência de cada parâmetro no comportamento das lajes. Os resultados desta análise paramétrica podem ser apresentados na forma de curvas que mostram a relação entre deflexões geradas pelas cargas concentradas e as geradas pelas cargas distribuídas para diferentes valores dos outros parâmetros. Assim podem-se ter, para cada valor de λ (1; 1,5; 2) curvas relacionando as deflexões obtidas para cada categoria de veículos e as obtidas para a carga distribuída recomendada na norma (Figuras 9, 10,11). Essas curvas correspondem a um valor de DNS = 130 m. Nota-se que as curvas mostram uma mesma tendência.

Estas curvas ilustram a influência da geometria da laje sobre o valor da carga distribuída equivalente necessária. Por outro lado, pode ser considerada também a influência do tipo de veículo, confrontando, para cada categoria, as curvas obtidas para os diferentes valores de λ (figuras 13,14,15).

Observando as curvas, as relações de deflexões crescem em todos os casos para valores de DNP entre 0,50 e 0,70 m. Para valores maiores de DNP, a relação decai. Analisando as informações das curvas, tem-se para $\lambda = 2$ valores superiores a 1, o que indica que, para este valor de λ , a carga distribuída de 3,0 kN/m² é baixa. Precisaria ser maior para ser representativa. Entretanto, para $\lambda = 1,5$ a carga distribuída mostrou-se coerente com as cargas concentradas de 6,5 kN e 4,50 kN, mas a relação tem valor maior a unidade para a carga de 8,5 kN. Assim a carga de 3,0 kN/m² não serviria para representar a carga acidental para esta situação. Quando λ vale 1 todas as relações de deflexões se tornam





menores que 1, indicando que a carga da norma é representativa. A análise feita acima mostra que, para cargas mais elevadas (QC igual a 6,5 kN ou 8,5 kN) a carga distribuída recomendada pela norma não seria representativa da situação real da laje, e isso, para qualquer valor de λ ou qualquer distância entre nervuras principais (DNP). Sendo assim, considerou-se apropriado fazer uma correção nos valores da QD para que a mesma tivesse a mesma flecha observada com a aplicação de uma QC, Tabela 7. Nesta tabela q NUM (kN/m2), é a QD que provoca a mesma flecha que a QC de valor NUM (kN).

A Tabela 7 apresenta os valores corrigidos da QD para cada DNP, com λ variando de 1,0 a 2,0. Os valores corrigidos de QD mostram certa linearidade em relação a variação de λ como mostra a figura 15 onde q-NUM1_NUM2 (kN/m²) é a QD que provoca a mesma flecha que a QC de valor NUM1 (kN) no modelo com a DNP de valor NUM2 (m).

Entretanto cabe duas observações importantes para essa faixa de valores de λ . Primeiro, analisando a variação para um determinado tipo de veículo e os diferentes valores de DNP (figura 16), observa-se que, para uma mesma geometria de laje, ou seja mesmo λ , a taxa de correção depende do valor de DNP.

Por ou lado, extraindo as curvas correspondentes a uma mesma DNP, de 0,70 m, por exemplo, observa-se que as retas de variação das cargas distribuídas corrigidas são paralelas, indicando que, para um mesmo valor de DNP a taxa de correção independe da carga (Figura 17). Todos os resultados apresentados até aqui advém de simulações realizadas com um único valor de vão principal da laje (LY = 6m). Para completar a análise dos valores corrigidos de cargas distribuídas, modelos adicionais foram criados para verificar uma eventual dependência em relação ao comprimento dos vãos, ou seja, modelos com dimensões diferentes mas que mantém a mesma relação de lado λ .

Inicialmente, analisa-se a situação onde se varia o comprimento do vão principal LY de 4 a 12m mantendo λ = 2. A análise considera uma DNP de 0,80 m e uma QC de 8,5 kN (veículo caminhonete). Os valores corrigidos de QD correspondentes a estes modelos estão representados na figura 18 onde pode ser observada a tendência de variação em função de LY, sendo esta facilmente ajustada por uma função polinomial.

Em uma segunda etapa, verificou-se a tendência da taxa de variação dos valores corrigidos de QD considerando diferentes valores de λ para cada LY analisado. A figura 19 apresenta os resultados





correspondentes. Como foi observado na análise com LY constante, a taxa de correção da QD cresce com o valor de λ , mostrando quase a mesma tendência para todos os valores de LY considerados. É importante observar que para valores de λ maior que 2, a taxa de correção não pode ser mais considerada linear.





Compilando na Tabela 8 os valores dessa análise para as três categorias de veículos, percebe-se a influência da geometria da laje, definida aqui pelo valor de λ . Os valores corrigidos da carga distribuída tendem a diminuir com o aumento de λ .

Tabela 7 - Valo	res corrigido	os das cargo	as distribuíd	as, para o λ	valendo 1,0), 1,5 e 2,0	
DNP (m)	0,50	0,60	0,65	0,70	0,80	0,90	1,00
q-8,5 (kN/m ²) para λ = 1,0	3,23	3,35	3,38	3,46	3,25	3,33	3,17
q-8,5 (kN /m ²) para λ = 1,5	4,31	4,46	4,55	4,58	4,22	4,26	4,02
q-8,5 (kN /m ²) para λ = 2,0	5,44	5,66	5,74	5,83	5,17	5,23	4,81
q-6,5 kN /m ²) para λ = 1,0	2,32	2,44	2,47	2,56	2,36	2,44	2,29
q-6,5 (kN /m ²) para λ = 1,5	3,31	3,46	3,51	3,58	3,26	3,30	3,07
q-6,5 (kN /m ²) para λ = 2,0	4,30	4,51	4,58	4,66	4,08	4,14	3,75
q-4,5 (kN /m ²) para λ = 1,0	1,42	1,52	1,57	1,65	1,48	1,56	1,41
q-4,5 (kN /m ²) para λ = 1,5	2,31	2,47	2,49	2,59	2,30	2,34	2,12
q-4,5 (kN /m²) para λ = 2,0	3,17	3,37	3,44	3,51	3,00	3,06	2,69



5. Considerações finais

Sobre os valores dos QD (carga distribuída) corrigidos, definidos nas análises das flechas, eles foram considerando que a carga veicular atuante no pavimento fosse de um único tipo, ou seja, apenas de carros com cargas máximas limitadas por roda de até 4,5 kN, ou 6,5 kN, ou 8,5 kN, mas não foi considerada a atuação deles em conjunto, que é o considerado normal em pavimentos de garagem, onde se estacionam todos os modelos de veículos, sem distinguir locais de estacionamento específico para cada modelo.

Segundo o Departamento Nacional de Trânsito, o DENATRAN, a frota brasileira de veículos do tipo compacto, sedam e caminhonete é de aproximadamente 42 milhões, sendo que destes, 10% são de caminhonetes e os outros 90% estão associados aos veículos com suporte de até nove passageiros incluindo o motorista, que são exatamente os veículos mencionados neste trabalho como sedam e compacto. Tomando isso como premissa, podemos afirma que é muito baixa a probabilidade de, em um pavimento de garagem, uma determinada laje venha a ter



apenas veículos do tipo caminhonete estacionados, e gerando as situações mais desfavoráveis para a estrutura.

Assim sendo, este estudo considera que seria recomendável, para uso de forma geral nos pavimentos de garagem, o valor de carregamento acidental distribuído corrigido, associado aos veículos de carga máxima de 6,5 kN por roda, ou seja, q-6,5. Essa carga de 6,5 kN por roda é também representativa para as caminhonetes na medida em que as mesmas não estão totalmente carregadas, ou seja, estão apenas com passageiros. A Tabela 10 apresenta os valores de QD corrigidos (q-c), associados apenas ao carregamento concentrado (QC) de 6,5 kN. Os valores mostram duas tendências de variação: uma inversamente proporcional à variação de LX e, a outra no mesmo sentido que λ , o que indica que a utilização dos valores da Tabela 10, em projetos estruturais é condicionada à geometria da laje conforme os valores de λ e de LX.

Um valor razoável de carga distribuída a ser utilizado em pavimentos de garagem, para o contexto atual, seria 4,0 kN/m². Para lajes com LX menor que 4 m, os valores devem ser majorados com um \emptyset =1,15* (LX/I0),onde I0=4.

	Ŭ			,	
LX (m)	2	3	4	5	6
q-8,50 (kN/m²) (λ = 1,0)	11,43	8,37	4,34	3,74	3,46
q-8,50 (kN/m²) (λ = 1,5)	10,14	6,43	4,58	3,18	2,51
q-8,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	8,78	5,83	3,78	3,32	2,96
q-8,50 (kN/m²) (λ = 3,0)	9,85	5,92	4,43	3,21	2,66
q-6,50 (kN/m²) (λ =1,0)	8,44	6,18	4,55	3,40	2,56
q-6,50 (kN/m²) (λ =1,5)	7,93	5,03	3,58	2,49	1,96
q-6,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	7,03	4,66	3,03	2,66	2,37
q-6,50 (kN/m²) (λ = 3,0)	8,13	5,57	3,70	2,68	2,22
q-4,50 (kN/m²) (λ =1,0)	5,46	4,00	2,95	2,20	1,65
q-4,50 (kN/m²) (λ = 1,5)	5,74	3,64	2,59	1,80	1,42
q-4,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	6,61	3,51	2,85	2,50	2,23
q-4,50 (kN/m²) (λ = 3,0)	6,47	4,79	3,98	3,52	2,92

Tabela 8 -Valores corrigidos dos QD para λ valendo 1,0, 1,5, 2,0 e 3,0 com o LY constante



6. Referências bibliográficas

- [01] Associação Brasileira de Normas Técnicas (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: NBR 6120:1980. Rio de Janeiro.
- [02] European Standard (2002).Eurocode 1: Actions on structures — Part 1-1: General actions — Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Eurocode 1.
- [03] International Building Code. IBC (2009). 2009
- [04] Silva, M. A. (2005). Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado. Dissertação de Mestrado em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.
- [05] Dantas, M. F. C. and Nascimento, S. C. S. (2009). Análise Comparativa entre Sistemas Estruturais Convencionais e Estruturas de Lajes Nervuradas em Edifícios. Salvador. Universidade Católica do Salvador.
- [06] Associação Brasileira de Normas Técnicas (2007). Projeto de estruturas de concreto: NBR 6118:2007. Rio de Janeiro.
- [07] Tenório, D. A.; Gomes, P. C. C.; Barboza, A. S. R.; Uchôa,
 E. L. M. (2009). Aspectos Técnicos Econômicos de Lajes Nervuradas Unidirecionais e Bidirecionais. Congresso

Brasileiro do Concreto 51, Curitiba, Outubro.

- [08] Tenório, D. A. Contribuição à análise de lajes nervuradas em pavimentos de garagem. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, Universidade Federal de Alagoas, 2011. Pg 117.
- [09] Abdul-Wahab, H. M. and Khalil, M. H. (2000). Rigidity and Strength of Orthotropic Reinforced Concrete Waffle Slabs. Journal of Structural Engineering.

Tabela 9	- Valores corrig	idos dos CACD (q	-c), para λ de 1,0), 1,5, 2,0 e 3,0	
MRS (m)	2	3	4	5	6
q-8,50 (kN/m²) (λ = 1,0)	11,43	8,37	4,34	3,74	3,46
q-8,50 (kN/m ²) (λ = 1,5)	10,14	6,43	4,58	3,18	2,51
q-8,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	8,78	5,83	3,78	3,32	2,96
q-8,50 (kN/m ²) (λ = 3,0)	9,85	5,92	4,43	3,21	2,66
q-6,50 (kN/m²) (λ =1,0)	8,44	6,18	4,55	3,40	2,56
q-6,50 (kN/m²) (λ =1,5)	7,93	5,03	3,58	2,49	1,96
q-6,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	7,03	4,66	3,03	2,66	2,37
q-6,50 (kN/m ²) (λ = 3,0)	8,13	5,57	3,70	2,68	2,22
q-4,50 (kN/m²) (λ =1,0)	5,46	4,00	2,95	2,20	1,65
q-4,50 (kN/m ²) (λ = 1,5)	5,74	3,64	2,59	1,80	1,42
q-4,50 (kN/m²) (λ = 2,0)	6,61	3,51	2,85	2,50	2,23
q-4,50 (kN/m²) (λ = 3,0)	6,47	4,79	3,98	3,52	2,92



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Two-way ribbed flat slabs with shafts

Lajes lisas nervuradas bidirecionais com furos







G. M. MATEUS a gustavomateus.ac@bol.com.br

A. J. AGUIAR ^a ajdeaguiar@gmail.com

M. P. FERREIRA a mpinaf@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA a denio@ufpa.br

Abstract

The position of pipes and hoses for several installations still deserves special attention from designers mainly when the failure mode can be modified due to changes in behavior. This work compares experimental results of six two-way reinforced concrete ribbed flat slabs with rectangular holes close to the column and without shear reinforcement with the estimates obtained from codes ACI 318 and NBR 6118 equations. All slabs were casted and tested in the Civil Engineering Laboratory of UFPA and had dimensions of 1.800 mm x 1.800 mm x 150 mm and were submitted to central loading applied through 120 mm side square steel plates simulating the columns. EPS was used as inert material and the ribs were spaced 250 mm with 130 mm height and 75 mm average wide. The results showed that the codes' shear equations estimates agree when the ribs are considered as beam and also for punching shear, but trend to be safer when the slabs present two shafts.

Keywords: flat slab, ribbed slab, shaft, holes, shear, punching.

Resumo

A passagem de tubulações em elementos estruturais ainda merece atenção especial dos projetistas, principalmente quando o modo de ruptura dos mesmos pode ser alterado devido às mudanças em seus comportamentos. Este trabalho compara os resultados experimentais obtidos para 06 (seis) lajes lisas nervuradas bidirecionais em concreto armado, com furos retangulares adjacentes aos pilares e sem armadura de cisalhamento, com as estimativas das formulações dadas pelas normas ACI 318 e NBR 6118. As lajes foram moldadas e ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA e apresentaram dimensões de 1.800 mm x 1.800 mm x 150 mm, sendo submetidas a carregamento central em placas quadradas que simularam pilares com 120 mm de lado. O material inerte entre as nervuras foi o EPS e o espaçamento entre as mesmas foi de 250 mm, com largura média de 75 mm e altura 130 mm. Os resultados mostraram que as normas convergem em suas estimativas de resistência ao cisalhamento, quando as nervuras são tratadas isoladamente como vigas, e também ao puncionamento, mas neste caso tendem a ser conservadoras quando as lajes apresentam dois furos.

Palavras-chave: laje lisa, laje nervurada, puncionamento, furo, cisalhamento.

Received: 30 Oct 2013 • Accepted: 25Mar 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introduction

The implementation of structural systems with ribbed flat slabs is growing and motivates important questions about their structural response and resistance. Cases in which holes are located in the slab adjacent to the column are of special interest, as concentration of shear stresses are likely to occur, what may reduce significantly the punching resistance of the slab-column connection. According to SOUZA and CUNHA (1998) [1], local failures in the slab-column connection can lead the hole building to ruin through progressive collapse, once punching is a brittle failure mode.

In this context, it is important to evaluate the available normative recommendations for the design of this type of slab, since it is known that for specific design situations, as in the case of connections with columns with high rectangularity levels, some codes tend to overestimate the strength of the connection. In practice, this may contribute to major structural accidents such as occurred in July 2013 during the construction of the Rio Poty Shopping in Teresina, where approximately 50% of the structure collapsed and punching shear of the slabs, that had holes adjacent to the columns, was pointed as a possible cause.

This paper presents experimental results of tests in six two-way reinforced concrete ribbed flat slabs. One of the slabs had no holes and served as reference to the other five slabs, which had holes adjacent to the column. Experimental results were compared to normative estimates using recommendations presented by ACI 318 (ACI, 2008) [2] and NBR 6118 (ABNT, 2007) [3]. Slabs were cast without shear reinforcement, thus shear strength is mainly a function of the compressive strength of concrete and of the flexural reinforcement ratio of the slab.

2. Code provisions

The codes used in this research estimate the punching shear resistance of slabs with holes adjacent to the column in a similar way, differing only in the shape, length and position of the control perimeter. The criteria used to consider the influence of holes is similar in both ACI 318 and NBR 6118 and involve the reduction of the control perimeter by limiting its length, removing the portion of the perimeter between lines that are drawn from the center of the column to the vertices of the hole. The control perimeter is assumed to be $2 \cdot d$ from the column faces in NBR 6118 and $0.5 \cdot d$ in ACI 318, where *d* is the effective depth of the slab. Figure 1 shows the control perimeters and the specific recommendations for slabs with holes presented by NBR 6118 and ACI 318. ACI 318 and NBR 6118 recommend that the punching resistance shall be calculated using equations 1 and 2, respectively.

$$V_{p} = \frac{\sqrt{f_{c}}}{3} \cdot u \cdot d \tag{1}$$

$$V_{p}=0,13\cdot\left(1+\sqrt{\frac{200}{d}}\right)\cdot(100\cdot\rho\cdot f_{c})^{1/3}\cdot u\cdot d$$
 (2)

where.

d is the effective depth of the slab;

f is the compressive strength of concrete;

 ρ is the flexural reinforcement ratio;

u is the length of the control perimeter.

To check the one-way shear resistance of the slabs two verifications shall be made. In the first one, the one-way shear resistance shall be checked assuming that the ribs behave as beams. In the second one, the one-way shear resistance of the ribs shall be checked as slabs. ACI recommends Equation 1 for the first case and 50% of the values obtained using Equation 1 for the second situation. In this procedure, the length of the control perimeter (u) shall be substituted by the average width of the ribs (b_w). The Brazilian code recommends equations 3 and 4 for these verifications.

$$V = 0,18 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}} \cdot b_{w} \cdot d$$

$$V = \left[0,08 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}} \cdot (1,6 - \frac{d}{1000}) \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho)\right] b_{w} \cdot d$$
(3)
(4)





yield line theory developed by Johansen (1943) [4]. The procedure is to determinate the ultimate moment of resistance per unit width with Equation 5 and, assuming a collapse mechanism characterized by the formation of linear plastic hinges, estimate the ultimate flexural load supported by the slab. The collapse mechanism adopted in this research was the same used by Oliveira (2003) [5] and is shown in Figure 2, yielding Equation 6 to estimate flexural strength of slabs. Specifically for slab L4, the collapse mechanism used for the other slabs was not optimal, resulting in high values, besides it did not match the experimental observations. In this case, it was used the same method employed for the calculation of beams, and the static scheme assumed the columns as a concentrated load in the middle of a fixed beam with length of 240 mm.

$$m_{u} = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^{2} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_{c}}\right)$$
(5)

$$P_f = \frac{2 \cdot m_{ux}}{a_x} \cdot \left[l_y - 2 \cdot e_y \right] + \frac{2 \cdot m_{uy}}{a_y} \cdot \left[l_x - 2 \cdot e_x \right]$$
(6)

3. Experimental program

Six reinforced concrete ribbed flat slabs were tested in the laboratory of civil engineering of Federal University of Pará. The slabs were square with sides of 1,800 mm and were 150 mm thick. The main variables were the position and size of the holes. A slab without holes was tested as reference to all others, which had holes adjacent to the column. Figure 3 and Table 1 present the main characteristics of tested slabs. Figure 4 shows the position of the holes in the vicinity of the columns for all slabs and their control perimeter drawn according the recommendations presented by ACI and NBR 6118.

The number and spacing of flexural rebars was the same for all slabs. The minor differences in the flexural reinforcement ratio () of the slabs, which varied between 0.42% and 0.46% as shown in Table 1, refers to changes in the effective depth of the slabs () after assembling the reinforcement. The values measured of () before casting the slabs ranged from 128 mm to 134 mm. EPS was used as inert material to replace the concrete volume under the cover and between the ribs of the slabs. The slabs were submitted to concentric loading applied through a square steel plate with sides of 120 mm and with thickness of 50 mm. The steel plates were used to simulate the columns and the loading was applied upwards by a hydraulic jack with a capacity of 1,000 kN. Reaction beams were placed over strips of chartered rub-





bers and the distance between the axes of the reaction rods was 1600 mm. Figure 5 shows the test system.

Rebars were orthogonally placed near the top face of the slabs, with a concrete cover of 10 mm. The ends of the flexural reinforcement and of the rebars placed on the edges of the holes were hooked in order to guarantee their anchorage. Figures 6 and 7 sketches the flexural rebars and the position of strain gauges in steel and in the concrete surface of slabs LR, L1, L2, L3, L4 and L5, respectively. Strain gauges in the flexural rebars were positioned tangentially to the column, while in the concrete surface

they were arranged in both orthogonal directions. Excel Sensores manufactured all gages used in this research. Figure 8 shows the reinforcement positioned on the edges of the holes, fulfilling the recommendations presented in Brazilian code.

4. Results

4.1 Materials (concrete and steel)

The mechanical properties of concrete were obtained with tests

Table 1 – Characteristics of tested slabs								
Slab	o (%)	d (mm)	f (MPa)	N° of holes	Dimensions o	f holes (mm)		
5105					x	У		
LR	0.46	128	43	-	-	-		
L1	0.43	134	43	1	120	120		
L2	0.42	132	43	2	120	120		
L3	0.43	133	43	1	240	120		
L4	0.43	134	43	2	240	120		
L5	0.42	132	43	1	120	240		





following the recommendations of the NBR 5739 (ABNT, 2007) [6] and NBR 8522 (ABNT, 2008) [7]. These tests were carried on the same day that the slabs were tested. Average results from tests on three concrete cylinders yielded results of 43 MPa for the compressive strength, 2.4 MPa for the tensile strength and 25.6 GPa for the modulus of elasticity. Tests for characterization of steel were based on the NBR 6892 (ABNT, 2002) [8], and the average results for 3 samples of 8 mm steel bars were of 553 MPa for the yield stress, corresponding to a strain of 1.95 ‰, and 284 GPa for the modulus of elasticity.

4.2 Failure load

Table 2 shows the experimental failure loads and those estimated theoretically using ACI 318 and NBR 6118. All tested slabs failed by punching after yielding of some of the flexural rebars. The shear resistance of the ribs was not a limitation, unlike predicted by ACI

318 treating them as slab. In this case, the ratio between the experimental and the theoretical failure load by shear on the ribs were approximately 1.4, except for slab L4, which was 0.73. Although the codes agree in their estimates in terms of the one-way shear strength of the ribs (treated as beams), they diverge significantly if the resistance is checked as recommended for slabs, with the Brazilian codes results being around 67% higher than those estimated by ACI.

In terms of the punching shear resistance, except for slab LR, all codes tended to underestimate the experimental results. This was more significant when slabs had two holes or one hole only, but largest than the column. For these cases, the length of the effective control perimeter is smallest if compared to the length of the perimeter of a slab without holes. Reductions reached 72% (L4) for ACI 318 and 50% (L2) in NBR 6118 in the case of slabs with two holes. In the case of slabs with one hole only, reductions were up to 21% for ACI 318 and 12% for NBR 6118.

The flexural resistance estimated for slabs LR, L1, L2, L3 and L5 was in average 25% superior to the ultimate failure load observed on tests. In the case of slab L4, the estimated flexural resistance was slightly lower than the experimental result. In this case, the discrepancy between the observed and the estimated failure load may be related to the fact that flexural cracking can actually favor punching shear failures before the complete formation of the linear plastic hinges mechanism, or even due to the vagueness of the failure mechanism adopted.

4.3 Cracking

The cracking pattern of the tested slabs is shown in Figure 9. For

all slabs, cracking initiated and propagated radially toward the hole with a slight reduction in the number of cracks in the region on the back of the holes. In the case of slabs with holes, it was also observed that most of the cracks initiated in the corners of the holes, evidencing the stress concentration in this area, confirming results from finite elements computational analysis.

4.4 Strains

Strains on the flexural reinforcement measured on tests indicate a ductile response of all tested slabs, with all installed gauges recording strain values above the yield strain (1.95‰). Figure 10 shows load-strain curves for the flexural rebars in all tests. The largest



flexural strains were observed in slab LR, in which values recorded reached 8.5‰. In the other slabs, flexural tensile strains were between 2.6‰ and 5.2‰, quite above the yield strain. Slab L1, nevertheless, showed a peculiar behavior, presenting the smaller strain increment for loads above 75 kN. It should be emphasized, however, that this behavior does not characterize a flexural failure of this slab, once this response may be restricted to the monitored region, and especially because the slab continued absorbing load increment until it failed by punching shear. Strains in the concrete bottom surface in the vicinities of the column are also shown in Figure 10. In general, the maximum values were around 0.5‰ to 2.0‰, far from the limit of 3.5‰.

5. Conclusions

All slabs failed by punching shear but flexural rebars monitored with strain gauges showed that they yielded before failure. However, it is considered that this may have been restricted to the bars monitored, once that slabs absorbed load increments after yielding of monitored bars, thus the flexural resistance of tested slabs was not reached. ACI failed in predicting the failure mode of 4 of tested slabs, underestimating the resistance of tested slabs, as highlighted previously by other researchers. Unlike ACI, the Brazilian code predicted properly the failure mode of 5 slabs, standard modes of ruin, missing only in the case of the reference slab.





In terms of the punching resistance of slabs with holes, both codes are conservative. NBR 6118 underestimated the resistance in tests by 50% while ACI 318 reached 72% in the case of slab L4. In general, except for slab L4, the reduction in the punching resistance due to holes in the tests was significantly lower than expected by codes. In the specific case of L4, the reduction in the resistance was of 48% to a control perimeter 74% lower than the one of the reference slab LR.

6. Acknowledgments

The authors thank CNPq, CAPES, ITEGAM and IPEAM for financially supporting this and other studies of this nature conducted in the North of Brazil.

7. References

- [01] SOUZA, V. C. M., CUNHA, A. J. P. Lajes em Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro Ed. UERJ, 1998, 580p.
- [02] ACI 318:2008. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2007.
- [04] JOHANSEN, K. W. Brudlinieteorier (Yield line theories), Copenhagen, Gjellerup, 1943.

- [05] OLIVEIRA, D. R. C. Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Tese de Doutorado, Brasília, 2003, 214p.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2008.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892 – Materiais metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração em Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 2002.

	Table 2 – Experimental and theoretical failure loads										
		ACI 318		NBR (5118			Experimental			
Slab	Shear in th	e ribs (V)	V (kN)	Shear in th	e ribs (V)	V (kN)	P _r (kN)	P (kN)			
	Beam (kN)	Slab (kN)		Beam (kN)	Slab (kN)						
LR	336	168	278	333	282	296	297	243.0			
L1	351	176	223	348	292	234	297	242.5			
L2	346	173	147	343	289	153	297	230.0			
L3	349	174	185	346	291	200	297	223.5			
L4	351	176	74	348	292	91	121	127.5			
L5	346	173	220	343	289	230	297	233.0			







REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Two-way ribbed flat slabs with shafts

Lajes lisas nervuradas bidirecionais com furos







G. M. MATEUS a gustavomateus.ac@bol.com.br

A. J. AGUIAR ^a ajdeaguiar@gmail.com

M. P. FERREIRA a mpinaf@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA a denio@ufpa.br

Abstract

The position of pipes and hoses for several installations still deserves special attention from designers mainly when the failure mode can be modified due to changes in behavior. This work compares experimental results of six two-way reinforced concrete ribbed flat slabs with rectangular holes close to the column and without shear reinforcement with the estimates obtained from codes ACI 318 and NBR 6118 equations. All slabs were casted and tested in the Civil Engineering Laboratory of UFPA and had dimensions of 1.800 mm x 1.800 mm x 150 mm and were submitted to central loading applied through 120 mm side square steel plates simulating the columns. EPS was used as inert material and the ribs were spaced 250 mm with 130 mm height and 75 mm average wide. The results showed that the codes' shear equations estimates agree when the ribs are considered as beam and also for punching shear, but trend to be safer when the slabs present two shafts.

Keywords: flat slab, ribbed slab, shaft, holes, shear, punching.

Resumo

A passagem de tubulações em elementos estruturais ainda merece atenção especial dos projetistas, principalmente quando o modo de ruptura dos mesmos pode ser alterado devido às mudanças em seus comportamentos. Este trabalho compara os resultados experimentais obtidos para 06 (seis) lajes lisas nervuradas bidirecionais em concreto armado, com furos retangulares adjacentes aos pilares e sem armadura de cisalhamento, com as estimativas das formulações dadas pelas normas ACI 318 e NBR 6118. As lajes foram moldadas e ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA e apresentaram dimensões de 1.800 mm x 1.800 mm x 150 mm, sendo submetidas a carregamento central em placas quadradas que simularam pilares com 120 mm de lado. O material inerte entre as nervuras foi o EPS e o espaçamento entre as mesmas foi de 250 mm, com largura média de 75 mm e altura 130 mm. Os resultados mostraram que as normas convergem em suas estimativas de resistência ao cisalhamento, quando as nervuras são tratadas isoladamente como vigas, e também ao puncionamento, mas neste caso tendem a ser conservadoras quando as lajes apresentam dois furos.

Palavras-chave: laje lisa, laje nervurada, puncionamento, furo, cisalhamento.

Received: 30 Oct 2013 • Accepted: 25Mar 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

Diante da crescente utilização de lajes lisas nervuradas pelos projetistas estruturais, importantes questões têm sido levantadas considerando o comportamento deste sistema estrutural em servico como, por exemplo, em situações que haja furo na laje adjacente a um pilar. Como neste tipo de ligação a laje é apoiada diretamente sobre pilares, as tensões de cisalhamento tendem a se concentrar em torno da ligação laje-pilar e a reduzir a capacidade resistente da laje, que é penalizada pela presença de furos. Segundo SOU-ZA e CUNHA (1998) [1], se estas peças virem a sofrer uma falha na capacidade resistente pode-se ter o colapso total da edificação, pois a ruptura por punção geralmente não apresenta aviso prévio, sendo uma ruptura frágil. Este fator é agravado quando são utilizadas normas para projeto que notoriamente superestimam a resistência ao puncionamento e tende a piorar guando o pilar retangular apresenta grandes relações entre seus lados. Um exemplo deste tipo de ruptura, com lajes lisas apresentando furos adjacentes aos pilares, pode ter sido responsável pelo acidente ocorrido em julho de 2013 durante a construção do Shopping Rio Poty, em Teresina, onde aproximadamente 50% da estrutura desabou como provável consequência do colapso progressivo horizontal e vertical. Assim, o objetivo do trabalho é avaliar experimentalmente e analiticamente o comportamento de 6 (seis) lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado, sendo 1 (uma) de referência e 5 (cinco) com furos adjacentes ao pilar. Os resultados foram comparados às estimativas normativas da ACI 318 (ACI, 2008) [2] e NBR 6118 (ABNT, 2007) [3]. As lajes não apresentaram armadura de cisalhamento nas nervuras nem armaduras de puncionamento, ou seja, a resistência ao cisalhamento foi determinada levando-se em consideração apenas a resistência característica do concreto e a influência da armadura de flexão.

2. Prescrições normativas

As normas consultadas para este trabalho, em geral, tratam os furos nas lajes da mesma forma, diferindo apenas na forma e afastamento do perímetro crítico. Os critérios para interrupção dos perímetros críticos na região do furo são iguais na ACI 318 e na NBR 6118, de forma que do centro de gravidade da seção do pilar são traçadas retas em direção aos vértices do furo, e estas retas interrompem o perímetro crítico. Já a distância da face do pilar onde o perímetro de controle é posicionado corresponde a na NBR 6118, enquanto que a ACI posiciona seu perímetro de controle a da face do pilar, onde é a altura útil da laje. A Figura 1 mostra os perímetros críticos ou de controle e o tratamento dados aos furos de acordo com a ACI 318 e a NBR 6118, respectivamente. E a resistência característica ao puncionamento pode ser estimada pela ACI e NBR 6118 usando as equações 1 e 2, respectivamente.

$$V_{p} = \frac{\sqrt{f_{c}}}{3} \cdot u \cdot d$$
 (1)

$$V_{\rm p} = 0.13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{\rm c})^{1/3} \cdot u \cdot d$$
 (2)

onde,

d é a altura útil da laje;

h é a espessura da laje;

- f é a resistência à compressão do concreto;
- ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão.

A consideração a ser feita na resistência característica ao cisalhamento das nervuras das lajes leva em conta duas situações. Na primeira delas as nervuras da laje comportam-se como vigas e devem ser analisadas como elementos de barras e, na segunda, supõe-se que o cisalhamento nas nervuras seja analisado como laje. A norma norte americana recomenda a Equação 1 para a primeira situação e 50% dos valores obtidos usando a Equação 1 para a segunda situação, substituindo apenas *u* por (largura da nervura). A norma brasileira apresenta as equações 3 e 4, respectivamente.

$$V=0,18\cdot\sqrt[3]{f_{ck}}^{3}\cdot b_{w}\cdot d$$
(3)

$$V = \left[0,08 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}} \cdot (1,6 - \frac{d}{1000}) \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho)\right] b_{w} \cdot d$$
 (4)



A resistência à flexão foi estimada de acordo com a teoria das linhas de ruptura, ou charneiras plásticas, desenvolvida por JOHANSEN (1943) [4]. O procedimento consiste em determinar o momento fletor último com as Equações 5 e 6 a partir de uma configuração conhecida do caminhamento das charneiras plásticas, esta configuração foi a mesma utilizada por OLIVEIRA (2003) [5] e é mostrada na Figura 2. Já para a laje L4 a configuração das linhas de ruptura desenvolvidas por OLIVEIRA (2003) [5] não foi a mais adequada por fornecer valores elevados, além de não corresponder à configuração observada experimentalmente. Neste caso foi empregado o método para cálculo de vigas, sendo que o esquema estático adotado considerou o pilar como um carregamento concentrado no meio do vão de uma viga bi-engastada e com comprimento 240 mm.

$$m_{u} = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^{2} \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_{c}}\right)$$
(5)
$$P_{f} = \frac{2 \cdot m_{ux}}{a_{x}} \cdot \left[l_{y} - 2 \cdot e_{y}\right] + \frac{2 \cdot m_{uy}}{a_{y}} \cdot \left[l_{x} - 2 \cdot e_{x}\right]$$
(6)

3. Programa experimental

Foram ensaiadas no laboratório de engenharia civil da UFPA 6 (seis) lajes nervuradas de concreto armado com furos na região macica em torno dos pilares. As lajes apresentaram dimensões de (1800 x 1800 x 150) mm³ e as principais variáveis nos ensaios foram o posicionamento e a geometria dos furos. Uma laje sem furos foi a referência (laje LR), como mostra a Figura 3, mas as demais apresentaram furos adjacentes aos pilares e com as dimensões apresentadas na Tabela 1. A Figura 4 mostra o posicionamento dos furos e o perímetro de controle das normas analisadas para cada situação. Nem o número de barras das armaduras de flexão nem o espaçamento entre as mesmas sofreram variação. No entanto, a taxa de armadura de flexão das lajes () sofreu variação devido à altura útil que variou de 128 mm a 134 mm. As taxas geométricas da armadura de flexão ficaram entre 0,42% e 0,46%. O material inerte utilizado para substituir o volume de concreto sob a capa e entre as nervuras das lajes foi o EPS. As lajes foram submetidas a um carregamento central através de uma placa metálica simulando um pilar de (120 x 120 x 50) mm3, sendo empurrada de baixo para cima por um cilindro hidráulico com capacidade para 1000 kN, cujo sistema de ensaio está mostrado na Figura 5. Foram posicionadas vigas de reação sobre borrachas fretadas e a distância entre os eixos dos tirantes de reação foi de 1600 mm.





As armaduras das lajes foram confeccionadas e posicionadas de forma ortogonal, próximo à face superior das lajes. O cobrimento de concreto utilizado foi de 10 mm e para melhorar as ancoragens foram confeccionados ganchos nas extremidades das barras da armadura de flexão quanto nas armaduras nos contornos dos furos. As Figuras 6 e 7 mostram o projeto de armação, a instrumentação das barras de aço e a instrumentação do concreto das lajes LR, L1, L2, L3, L4 e L5, respectivamente. Os extensômetros das barras foram posicionados tangencialmente ao pilar, enquanto que na superfície do concreto os mesmos fo-

ram dispostos tangencialmente e radialmente ao pilar. Todos os extensômetros foram da marca Excel. A Figura 8 mostra as armaduras posicionadas nas bordas dos furos, de acordo com as recomendações normativas brasileiras.

4. Resultados

4.1 Materiais (concreto e aço)

As propriedades mecânicas do concreto utilizado na confecção

Tabela 1 - Características das lajes									
Laie	o (%)	d (mm)	f (MPa)	Nº de furos	Dimensões do	os furos (mm)			
Luje					x	У			
LR	0,46	128	43	-	-	-			
L1	0,43	134	43	1	120	120			
L2	0,42	132	43	2	120	120			
L3	0,43	133	43	1	240	120			
L4	0,43	134	43	2	240	120			
L5	0,42	132	43	1	120	240			





das lajes foram obtidas experimentalmente no dia de cada ensaio, de acordo com as recomendações das normas NBR 5739 (ABNT, 2007) [6] e NBR 8522 (ABNT, 2008) [7] para a resistência à compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade, cujos resultados médios para 3 corpos-de-prova foram de 43 MPa, 2,4 MPa e 25,6 GPa, respectivamente. Os ensaios para caracterização do aço basearam-se na NBR 6892 (ABNT, 2002) [8], e os resultados médios para 3 amostras de barras de aço de diâmetro 8,0 mm foram de 553 MPa para a tensão de escoamento, correspondendo a uma deformação de 1,95‰, e de 284 GPa para o módulo de elasticidade.

4.2 Carga última

A Tabela 2 apresenta as cargas de ruptura experimentais e as estimativas normativas. Todas as lajes ensaiadas ruíram por puncionamento com escoamento das barras das armaduras de flexão. A resistência ao cisalhamento das nervuras não foi alcançada, discordando do modo de ruptura previsto pela ACI 318 tratando-as como laje. Neste caso, as raz**ões** entre as cargas experimentais e as cargas estimadas para rupturas por cisalhamento nas nervuras foram aproximadamente 1,4, exceto para a laje L4, 0,73. Apesar das normas analisadas concordarem em suas estimativas de resistência ao cisalhamento das nervuras sendo tratadas como vigas, há uma divergência significativa quando o tratamento é como laje, com norma brasileira ultrapassando em 67% (média) as estimativas da norma norte americana.

Para as estimativas da carga de puncionamento, exceto para a laje LR, todas as normas tenderam a subestimar os resultados, principalmente quando as lajes apresentavam dois furos ou apenas um furo com a maior dimensão superior à dimensão do lado do pilar, onde se tem as maiores reduç**ões** nos perímetros de controle, chegando a 72% (L4) para a ACI 318 e 50% (L2) para a NBR 6118 no caso de dois furos, e 21% para a ACI 318 e 12% para a

NBR 6118 no caso de um furo (L3). Quanto à resistência à flexão, as estimativas para as lajes LR, L1, L2, L3 e L5 foram superiores aos carregamentos últimos experimentais em 25% (média), mas esta estimativa foi satisfatória para a laje L4. A discordância entre as cargas estimas e observadas pode estar relacionada ao fato da fissuração por flexão favorecer a ruptura por punção (cisalhamento) antes que a configuração completa da linha de ruptura se configure, ou mesmo pela imprecisão da configuração adotada.

4.3 Fissuração

O padrão de fissuração das lajes é mostrado na Figura 9. Para todas as lajes a fissuração iniciou radialmente e se propagou na

direção dos furos com uma discreta redução no número de fissuras na região posterior aos furos. Nas lajes furadas também foi possível observar que a maioria das fissuras partia dos cantos dos furos, como se nestas regiões houvesse uma concentração de tensões mais intensa, o que já era esperado após a simulação das lajes computacionalmente.

4.4 Deformações

As armaduras de flexão das lajes, tanto com furo quanto a de referência, se comportaram com clara ductilidade, com todos os extensômetros registrando deformações superiores a de escoamento (1,95‰). A Figura 10 mostra as curvas referentes às deformações



máximas em cada laje ensaiada. A laje LR apresentou as maiores deformações, chegando a 8,5‰. As demais lajes apresentaram deformações das armaduras de flexão entre 2,6‰ (L4) e 5,2‰, ou seja, todas haviam escoado no momento da ruptura. Entretanto, a laje L1 apresentou comportamento peculiar, com as menores deformações a partir de 75 kN. Deve-se destacar, no entanto, que este comportamento não caracteriza a ruptura da laje com escoamento de suas armaduras de flexão, pois o escoamento pode ter ocorrido apenas na região monitorada e as lajes continuaram absorvendo carga normalmente até o final dos ensaios. As deformações no concreto também são mostradas na Figura 10, e não atingiram o limite de 3,5‰. Os valores ficaram em torno de 0,5‰ para a laje LR e 2,0‰ para a laje L3.

5. Conclusões

Todas as lajes ruíram por puncionamento com o escoamento das armaduras de flexão, mas sem o esgotamento da capacidade resistente à flexão, pois a plastificação foi localizada e as lajes continuaram a reagir aos carregamentos. Este modo de ruína é diferente dos previstos pela norma ACI para 4 das 6 lajes, o que corrobora os resultados de outros autores de que estas estimativas normativas são conservadoras. Já a norma brasileira acertou 5 modos de ruína, errando apenas o da laje de referência. No que se refere à punção, para as lajes com furos, a norma NBR 6118 ficou mais próxima da carga última, subestimando em até 50% os





resultados para lajes com dois furos, sendo que a ACI 318 chegou a 72% na laje L4. Para as lajes L1 e L5 todas as estimativas foram satisfatórias. De modo geral a presença de furos não diminuiu significativamente a resistência última das lajes, exceto para a laje L4, onde houve uma redução de 48% nesta resistência para um perímetro de controle 74% menor em relação à laje de referência.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPQ, CAPES, ITEGAM e IPEAM pelo apoio financeiro a esta e outras pesquisas desta natureza realizadas na Região Norte do Brasil.

7. Referências

- [01] SOUZA, V. C. M., CUNHA, A. J. P. Lajes em Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro Ed. UERJ, 1998, 580p.
- [02] ACI 318:2008. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2007.
- [04] JOHANSEN, K. W. Brudlinieteorier (Yield line theories), Copenhagen, Gjellerup, 1943.
- [05] OLIVEIRA, D. R. C. Análise Experimental de Lajes Cogu-

Tabela 2 – Cargas de ruptura e cargas estimadas pelas normas								
Laje	ACI 318			NBR 6118				Experimental
	Cisalhamento nervuras (V)		V (kN)	Cisalhamento nervuras (V)		V (kN)	P _r (kN)	P. (kN)
	Viga (kN)	Laje (kN)	p	Viga (kN)	Laje (kN)	p (iii i)		
LR	336	168	278	333	282	296	297	243,0
L1	351	176	223	348	292	234	297	242,5
L2	346	173	147	343	289	153	297	230,0
L3	349	174	185	346	291	200	297	223,5
L4	351	176	74	348	292	91	121	127,5
L5	346	173	220	343	289	230	297	233,0

melo de Concreto Armado com Pilares Retangulares. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Tese de Doutorado, Brasília, 2003, 214p.

- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2008.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892 – Materiais metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração em Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 2002.







REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP)

Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)







G. S. SANTOS ^a galileueng@yahoo.com.br

W. G. NICÁCIO ª wanderley.nicacio@gmail.com

A. W. LIMA ^a wagnercivil@yahoo.com.br

> G. S. S. A. MELO ^a melog@unb.br

Abstract

This research evaluates the behavior of slab-column connections in a reinforced concrete flat slab system and subjected to symmetrical loading, strengthened to the shear with carbon fiber reinforced polymer (CFRP). The strengthening method consists in applying CFRP sheets as shear resistant element, by bonding it through perpendicular holes to the plane of the slab. As the current standards do not deal with strengthening to shear with CFRP reinforcement, it was assessed the application of the code's required from by ACI 318 (2011) [2], by Eurocode 2 (2004) [3] by ABNT NBR 6118 (2007) [4] and by Model Code (2010) [5], associated to the limitations of ACI 440.2R (2008) [6] which provides guidance for the selection, design, and installation of FRP systems for concrete structures. The results showed that the NBR 6118 (2007) [4] provided the lowest degree of dispersion, with some results against security. The ACI 318 (2011) [2] has a more conservative trend, and Eurocode 2 (2004) [3] and Model Code (2010) [5] have intermediate results.

Keywords: strengthening, punching, CFRP.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo analítico de uma recente técnica de reforço de lajes lisas de concreto armado contra o fenômeno da punção. Trata-se da utilização de mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento. O sistema, denominado Stitch, foi idealizado por Sissakis (2002) [1] e consiste em se formar um laço completo entre dois furos subsequentes como "pontos de costura". O objetivo deste artigo é avaliar a aplicação de adaptações das principais normas, nacional e internacionais, de dimensionamento à punção de lajes com pilar interno, sem a atuação de momentos fletores e associadas às limitações do ACI 440 2R:2008 [6], a qual trata do reforço de estruturas com PRFC. Os Resultados mostram que a NBR 6118:2007 [4] apresentou o menor grau de dispersão, com alguns resultados contra a segurança. O ACI 318:2011 possui uma tendência mais conservadora, e o EUROCODE 2:2004 [4] e Model Code (2010) [5] possuem resultados intermediários, com esse ligeiramente mais conservador que aquele.

Palavras-chave: reforço, punção, PRFC.

^a Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

Received: 3 Mar 2014 • Accepted: 04 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

1. Introduction

Uncertainties regarding structural safety – like suspicions of project and execution error, doubts about the stability due to apparently pathological demonstrations and changes of service loads – are situations that justify an intervention with the strengthening of a structure. For the case of punching in a slab-column connection, some constructive systems which make possible this strengthening with improvement. However, these systems are invasive and, usually, imposes changes of the structure geometry.

The use of carbon fiber reinforced polymer sheets (CFRP) as an alternative for the increase of the load bearing capacity of flat slabs is a simple and fast intervention, which efficiency has been proved by experimental research in the last years. The main idea of strengthening method is to install CFRP as a member resistant to shearing. The application occurs by bonding the CFRP sheets through perpendicular holes to the plane of the slab. It is necessary to pay attention to the requirements of the sheet anchorage and for the later filling of the holes with resistance grout and elasticity modulus compatible with the ones from the substratum.

There are not regulations specifically dealing with the use of CFRP as slab punching reinforcement. Then, the objective of this research is to evaluate the safety, economy and the accuracy of the application of some of the main project regulations in the slab punching resistance in reinforced concrete strengthened to punching with CFRP.

Four regulations will be tested: ACI 318 [2], E urocode 2 [3], ABNT NBR 6118 [4] and CEB- FIP:2010 [5]. An adjustment suggested by Sissakis (2002) [1] will be adopted so that these regulations can be used in the case studied, with CFRP reinforcement, in which the deformation limits of ACI 440.2R is considered. This last code deals

only with the strengthening of reinforced concrete structures using fiber-reinforced polymers. From the calculation results, will be evaluated the dispersion and the conservatism level of each case.

1.1 Justification

The study of strengthening to flat slab punching is justified by the progressive use of this structural system, combined with the dangerous awareness of a ruin by shear.

The common strengthening to punching techniques, basically, consist in the use of capitals (made of concrete or metal) in the strengthening of a flexure reinforcement or in the posterior introduction of a shear reinforcement composed by steel bolts.

The additional resistance provided by the posterior fastening of steel bolts in the critical shear area is an alternative that rules out the possibility of part geometry change. However, several studies indicate that the system anchorage has a great interference in the efficiency of the shear reinforcement element.

Thus, the use of CFRP arises as an appropriate alternative because it is both a simple, fast intervention, and has a guaranteed anchorage mechanism and high resistance with low weight.

2. Strengthening of flat plates against punching failure

2.1 Punching

In conventional structural systems, the slabs are supported on beams and these ones are supported on columns. In this system, the charges (accidental and permanent), which are directly applied on the slabs, are transferred to the beams, which transmit them to





the columns and, lately, these ones discharge them on the foundations (Figure 1 (a)).

In the flat slabs systems, the loading on the slabs is transferred directly to the columns. In this case, the slabs must rigidly connect to the columns, according to Figure 1 (b) to (e).

Nowadays, people have been more frequently using the flat slab system for presenting a series of advantages when compared to the conventional structural systems. Among these advantages, we can say a higher architectural freedom in the definition of internal environments or future layout changes; the reinforcement simplification and consequent labor and material cost reduction; ease of installation arrangement and the simplification of the forms and scaffolding. The system also presents disadvantages in relation to the conventional ones, as higher levels of vertical structural dislocation; reduction of the global stability of the building by the action of the horizontal efforts and the possibility of rupture by punching.

Punching is a type of ruin that may occur in a brusque form by shear. This phenomenon is associated to the action of concentrated forces on the slabs, in reduced areas, which may cause its punching. In flat slabs, this situation is typical in the area of the slab-column connection. Figure 2 represents a shear surface with cracks coming from the outline of the loaded area and extend at an angle to the other slab side. Usually this inclination varies between 26° and 45° in relation to the slab plan.





2.2 Conventional systems of strengthening of flat plates against punching failure

Figure 3 shows some typical solutions for shear strengthening of a slabcolumn connection, which address the broadening of the column section (with introduction of chapiters or with the column widening); addition of upper concrete layer; or with the post-installed shear reinforcement. The introduction of a post-installed shear reinforcement in the critical area is an alternative that may rule out the possibility of the part geometry change. However, several studies indicate that the system anchorage substantially interferes in the efficiency of the element used as shear reinforcement.

Hassanzadeh and Sundqvist (1998) [7] experimentally analyzed the use of capitals (Figure 3 (a)). They noticed that if they double and triple the column diameter in the area of the slab connection, it could increase the capacity resistant to punching respectively about 60% to 100%, comparing to a control slab. The authors also tested a type of capital, like a collar made by steel plates. L ater, Widianto (2006) [8] adapted this device. Figure 4 shows the result.

Ghali *et al.* (1974) [9] experimentally evaluated a strengthening system with prestressed shear bolts vertically installed after the concrete treatment (Figure 5). Several researchers posteriorly evaluated this system. In Brazil, Carvalho (2001) [10] also verified the efficiency of post-installed shear reinforcement with steel plates as anchorage and of the resin to fill the holes, see Figure 6.

Fernández Ruiz, Muttoni and Kunz (2010) [11] presented a postinstalled shear reinforcement mechanism for slabs (Figure 7) with the advantage that it is not necessary to access the other face, without the destruction of the superior floor and which can be applied in the footings.

By the systems presented, it is possible to impede or delay the formation of the rupture surface, which may take a considerable increment in the resistance to punching. It is also possible to see that the resistance increase is accompanied by a ductility increase of the slab-column connection.

Anyway, the efficiency of the shear reinforcement to combat punching depends on a correct dimensioning and positioning, and a good anchorage. Figure 5 – Prestressed shear bolts for slab under vertical load (GHALI et al., 1974) (9)



2.3 Strengthening system with CFRP

When compared to metallic materials, usually used in the structures strengthening, CFRP may present superior performance, with the advantage of offering an elevated resistance with low weight; execution speed and practicality; corrosion resistance in aggressive environment and resistance to fatigue. CFRP malleability makes possible an easier application in limited spaces and its adaptation to the several structure geometries.

In spite of the CFRP use has been showing practical and efficient, some disadvantages can still be identified, as performance lost at high temperatures; the vulnerability at impact loads or vandalism actions, and the specialized labor demanded. In relation to the action of high temperatures, the practice among designers is to completely not to consider CFRP strengthening in a fire situation, taking into account the structure in a not reinforced condition. For the system protection to impact loads or vandalism actions, the manufacturers indicate several solutions, like, for instance, the use of gluing grouts or resin produced for this purpose.

In *stitch* technique, idealized by Sissakis (2002) [1], they produce CFRP stripes which are inserted through holes perpendicular to the slab plan. The stripes are passed in continuous laps between hole pairs, like sewing points, until it is reached the desired strengthening amount.

Initially, they make carbon fiber sheets as wide as the holes diameter or less, holes previously made in the slab. Then, it is necessary to impregnate the internal wall of the hole in the slab with epoxy resin – stabilizing components of CFRP system. Immediately after the holes impregnation, the fiber carbon sheets must be applied. In the end, it is applied a new resin layer on the stripe to guarantee that it is completely soaked by resin.

In this system, it is necessary to pay attention to the lapped joints indicated by the manufacturer. Figure 8 represents *stitch* strengthening system.

3. Treatment of punching shear in codes of practice

No available regulation in the literature specifically deals with CFRP use as shear reinforcement in slabs. For this reason, this study will evaluate only adaptations of the recommendations of the main codes, national and international, applicable to reinforced concrete slabs subjected to symmetric loading with and without the use of shear reinforcement. The codes evaluated are:

- ACI 318 American Building Code for Reinforced Concrete, ACI 318 (2011);
- EUROCODE 2 Design of Concrete Structures, E C2 (2004);
- NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto-Procedimento, NBR 6118 (2007);
- CE B-FIP MODE L CODE 2010 fib Model Code for Concrete Structures 2010, Model Code 2010.

For all the punching regulations above, the general expression for the capacity calculation of the flat slabs without shear reinforcement consists in the nominal shear tension product, control perimeter and useful height (E quation 3.1). E ach regulation, however, sets in a particular way the control perimeter and the nominal shear tension. The project loading capacity, $V_{R,c}$, of flat slabs without any shear reinforcement is defined as follows:



Where v is the nominal shear tension, u_{in} is the control perimeter set for slabs without shear reinforcement, and *d* is the slab useful height.

For strengthened slabs, the resistant capacity to punching inside the area with shear reinforcement is calculated as E quation 3.2:

$$V_{R,cs} = \phi_c V_{R,c} + \phi_s V_{R,s}$$
(3.2)

Figure 6 – Post-installed shear reinforcement with steel plates as anchorage (CARVALHO, 2001) (10)









Where $V_{R,c}$ and $V_{R,s}$ are the contributions of the concrete and the shear reinforcement in the slab resistance and ϕ_c and ϕ_s , the factors that ponder these contributions. E ach regulation, however, considers these factors in a particular way.

When the slabs have shear reinforcement, we must also verify the resistant capacity in a rupture surface outside the area of the shear reinforcements ($V_{R,out}$). In this case, the resistant capacity is given by Equation 3.3 for a control perimeter, u_{out} , placed out of the reinforced area.

$$V_{R,out} = v. u_{out} .d$$
 (3.3)

No regulation, however, deals specifically with reinforcement to punching with Carbon Fiber

Reinforced Polymer – CFRP. For this case, as mentioned before, it is necessary an adaptation of the resistance to shear inside the reinforced area. Item 3.5 shows this application, according to the

recommendations of the regulation ACI 440.2R [6], which deals with the project and reinforcement installation of FRP in reinforced concrete structures.

3.1 ACI 318:2011

ACI 318 [2] estimates the resistance to punching of a slab without shear reinforcements as the minimum from three expressions (Equation 3.4). These three equations take into account the column rectangularity effect, its location in the structure and the loading area in relation to the useful height.

$$V_{R,c} = \min \begin{cases} 0,17.\left(1+\frac{2}{\beta_{c}}\right).\sqrt{f_{c}}.u_{1}.d\\ 0,083.\left(\frac{\alpha_{s}.d}{u_{1}}+2\right).\sqrt{f_{c}}.u_{1}.d\\ 0,33.\sqrt{f_{c}}.u_{1}.d \end{cases}$$
(3.4)





where f_c is the resistance to the concrete compression, β_c is the ratio between the higher or lower

column dimension, α_s is a constant that assumes value equals 4 for the case of internal columns, *d* is the useful height of the slab and u_1 is the length of a control perimeter that must be located at d/2 from the column face, as shown in Figure 9.

For reinforced slabs to shear with *studs* the distance between the column and the first reinforcement layer must not exceed the value of d/2. The space between the reinforcement layers must not exceed 0,75. *d* for V/(u₁.d) $\leq 0.5.\sqrt{f_c}$ and 0,5.d for V/(u₁.d) $> 0.5.\sqrt{f_c}$. The loading capacity out of the reinforced area to shear $V_{R,out}$ for the elements of flat slab with shear reinforcement must be calcu-

lated by Equation 3.5, using the perimeter definition of control (u_{out}) shown in Figure 9.



The capacity inside the reinforced area to the shear ($V_{R,cs}$) is expressed by Equation 3.6 limited by Equation 3.7.

$$V_{R,cs} = (0,25. \sqrt{f_c}. u_1.d) + \left(\frac{d}{s_r}. A_{sw}.f_{ys,w}\right)$$
(3.6)
$$V_{R,cs} < 0,66. \sqrt{f_c}.u_1.d$$
(3.7)

where A_{SW} is the steel area of a shear reinforcement, $f_{YS,W}$ represents the yielding strength of shear reinforcement, and s_r is the distance between layers.

3.2 EUROCODE 2:2004

The resistance to punching in reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement is made taking into account the effect of the reinforcement rate and the size effect, according to Equation 3.8.

$$V_{R,c} = 0,18. \xi.(100.\rho.f_c)^{1/3}. u_1.d$$
 (3.8)

where ξ is the *size effect*, assumed as $\xi = 1 + \sqrt{200/d} \le 2,0$, ρ is the reinforcement rate, limited in 2%, and u_1 is the control perimeter length 2d far from the column faces, as presented in Figure 10.

The resistance to shear inside the reinforced area is defined according to Equation 3.9. And the verification the compressed strut resistance next to the column outline can be obtained through Equation 3.10.

$$V_{R,cs} = 0.75.V_{R,c} + \left(1.5.\frac{d}{s_r}.A_{sw}.f_{yw,ef}\right)$$
 (3.9)

$$V_{R,max} = 0.5.v.f_c.u_0.d$$
 (3.10)

where , $\upsilon = 0.6. \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ with f_{ck} in MPa.

The break happening out of the shear reinforcement area can be verified with Equation 3.8 using

the control perimeter (u_{out}), according to Figure 10, that presents some typical details recommended to this regulation when using shear reinforcements.

In Figure 10, u_{out} represents the perimeter length far 1,5*d* from the most external layer of shear reinforcements, observing a 2*d* limit for the maximum distance between two *stud* concentric lines. In case that the limit is not attended, it must adopt an effective external control perimeter ($u_{out,ef}$). In addition, $f_{yw,ef}$ is the effective strength of the shear reinforcement.

3.3 ABNT NBR 6118:2007

The analysis for verification of the resistance to shear adoptedby the Brazilian regulation is analogue to Eurocode. The model differs by the size effect, which is calculated by the expression $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$ (*d* in mm) that, in this case, may assume values superior to 2,0 and by the flexure reinforcement rate that may also assume value superior to 2%.

Equation 3.11 sets the resistance to punching in reinforcement concrete flat slabs without shear reinforcement. The resistance to shear inside the strengthened area is obtained with Equation 3.12.



In addition, the verification of the compressed resistance near the column ends can be obtained with Equation 3.13.

$$V_{R,c} = 0.18. \xi. (100.\rho.f_c)^{1/3}. u_1.d$$

$$V_{R,cs} = 0.75. V_{R,c} + \left(1.5. \frac{d}{s_r}. A_{sw}.f_{yw,ef}\right)$$
(3.12)



The value u_{out} is the control perimeter length far 2*d* from the most external shear reinforcements, observing a 2*d* limit for the maximum distance between two reinforcement element in concentric lines. In the case of this limit not being attended, the effective external perimeter control is used $(u_{out,ef})$. $f_{yw,ef}$ is the

effective strength of the shear reinforcements and $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ with f_{ck} in MPa.




3.4 CEB-FIP MODEL CODE 2010

The calculation of the resistance to shear by Model Code 2010 [5] has as a basis The Critical Shear Crack Theory – CSCT (MUTTONI, 2008) [12]. The CSCT evaluates the shear strength from the assumption that the shear strength in members without transverse reinforcement is governed by the width and roughness of a shear crack that develops due to the inclined compression strut carrying shear. The model can be applied to slabs with or without shear reinforcement verifying the possibility of break inside the reinforced area, out of this area or the crush of the compressed strut.

The shear strength, $V_{Rd,c}$, for a slab without shear reinforcement is stablished by Equation 3.14.

$$V_{Rd,c} = k_{\Psi} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$$
 (f_c em MPa) (3.14)

where b0 is the control perimeter (Figure 12) and $\gamma_{\mathcal{C}}$, the factor of the material resistance.

The $k\psi$ parameter is calculated by Equation 3.26 and depends on the slab rotation, ψ , at the support area. (Figure 13).





where dg is the maximum size of aggregate (accounting for the roughness of the lips of the cracks).

For a slab with shear reinforcement, the resistance to punching is given by the sum of the portions resisted by concrete, VRd,c, and for the shear reinforcements, VRd,s, as Equation 3.17 shows:



The resistance provided by the shear reinforcement, *VRd*,*s*, is expressed by Equation 3.18:

$$V_{\rm Rd,s} = \sum A_{\rm sw} k_{\rm e} \sigma_{\rm swd}$$
(3.18)

where $\sum A_{SW}$ is the sum of the transversal section area of the whole shear reinforcement, properly anchored that, in the model, is intercepted by the rupture surface (conical surface with a 45° angle). The term σ_{SWd} represents the shear reinforcement mobilized stress, according to Equation 3.19.

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \Psi}{6} (1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{d}{\Phi_w}) \le f_{ywd}$$
(3.19)

 ϕ_W indicates the shear reinforcement bar diameter and f_{yWd} its strength of shear reinforcements. Adherence tension f_{bd} can be taken, simplified, for 3,0 MPa or for Equation 3.20:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{0,5} / \gamma_c$$
 (3.20)

where:

 η_1 is a coefficient taken as 1,75 for ribbed bars (including galvanized and stainless reinforcement),

1,4 for fusion bonded epoxy coated ribbed bars and 0,90 for plain (unribbed) surface bars:

 η_2 represents the casting position of the bar during concreting:

 η_2 = 1,0 when good bond conditions are obtained, as for:

- all bars with an inclination of 45° 90° to the horizontal during concreting, and;
- all bars with an inclination less than 45° to the horizontal which are up to 250 mm from the bottom or at least 300 mm from the top of the concrete layer during concreting (but see also 'special circumstances' section later);
- η_2 = 0,7 for all other cases where ribbed bars are used, or
- η_2 = 0,5 where plain (unribbed) bars are used

 η_3 represents the bar diameter

 $\eta_3 = 1,0$ for $\emptyset \le 25$ mm;

 η_3^{-} (25/Ø) ^{0,3} for Ø > 25 mm (Ø in mm);

 η_4 represents the characteristic strength of steel reinforcement being anchored or lapped;

 $\eta_4 = 1,2 \text{ for } f_{yk} = 400 MPa;$

 $\eta_4 = 1,0 \text{ for } f_{yk} = 500 MPa;$

 $\eta_4 = 0.85 \text{ for } f_{yk} = 600MPa;$ $\eta_4 = 0.75 \text{ for } f_{yk} = 700MPa;$ $\eta_4 = 0.68 \text{ for } f_{yk} = 800MPa;$

Lastly, the rotation calculation (ψ) can be carried out in four approximation levels. The approximations are used in the evaluation of the resistance to punching and vary as the complexity level of the analysis and the result accuracy degree.

The approximation level I refers to the slabs analyzed by elastic theories and that do not present substantial redistributions of internal forces. Equation 3.21 gives a secure estimation of the rotation in the ruin moment.

$$\Psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}$$
(3.21)

where $r_{\rm S}$ indicates the position, in relation to the column axis, in which the radial bending moment

is zero. The value of r_s can be considered equals to $0,22 \cdot L$ (in the directions x, L_X , and y, L_V) in slabs where the relations between the spans, L_X/L_V , is limited in 0,5 and 2,0.

The approximation level II refers to the slab that present substantial redistribution of moment in the calculation of the flexure reinforcement. For these cases, Equation 3.22 gives the rotation calculation of the slab.



where *msd* represents the value of the project requester medium bending moment and mRd the value of the project resistant medium bending moment. Both are calculated for a length range b_s , being $b_s = 1.5 \cdot (r_{s,x} \cdot r_{s,y})^{0.5} \leq L_{min}$ The approximate value of m_{sd} depends on the location of the col-

umn in the building. The referred

regulation considers three possible locations for the columns: internal to the building, edge or corner. In the case of an inside column, msd is calculated by Equation 3.23.



In the approximation level III, the coefficient 1,5 of Equation 3.22 can be replaced by 1,2 if the values of rs and msd are extracted from a linear elastic model. In the approximation level IV, the rotation calculation ψ must be obtained in nonlinear analysis.

3.5 ACI 440.2R:2008

This document provides orientation for the selection, project and installation of the reinforcement systems with Fiber Reinforced Polymers (FRP) externally installed in concrete structures. It presents the information on the material properties, project, installation, quality control and FRP systems maintenance used as external reinforcement. This information can be used to select a FRP system to increase resistance and rigidity of concrete reinforced beams or the ductility of columns and other applications.

For verifying to the shear on the rupture surface cutting reinforcement shears with CFRP, in this study called $V_{R,c,PRFC}$, Equation 3.24 is used.

$$V_{R,cPRFC} = \Phi_c \cdot V_{R,c} + \Phi_s V_{R,PRFC}$$
(3.24)

 $\mathtt{V}_{R,C}$ and $\mathtt{V}_{R,PRFC}$ are respectively, the contributions of the concrete and the CFRP reinforcement for the resistance capacity to the punching shear.

The contributions in the shear reinforcements area can be calculated with Equations 3.25, 3.26, 3.27 and 3.28 for ACI 318 [2], Eurocode 2 [3], ABNT NBR 6118 [4] and Model Code 2010 [5]. The recommendations of ACI 440.2R [6] project and the studies of PRIESTLEY et al (1996) [13], limit the deformation value of the FRP deformation in 0,004 for materials used in the shear reinforcement, due to keep the concrete integrity confined by it.

$$V_{R,PRFC} = \left(\frac{d}{s_r} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC}\right)$$
(3.25)

$$V_{R,PRFC} = \left(1,5. \frac{d}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC}\right)$$
(3.26)

$$V_{R,PRFC} = \left(1,5. \frac{d}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC}\right)$$
(3.27)

$$V_{R,PRFC} = (A_{PRFC}\sigma_{PRFC}(\Psi))$$
(3.28)

where A_{PRFC} is the sum of the shear reinforcements type CFRP area, by layer; f_{PRFC} is CFRP tension and σ_{PRFC} is the tension resisted by CFRP, in function of the slab rotation, ψ .

Replacing the equations above in the punching reinforcement verifications, shown in the previous chapters, we obtain Equations 3.29, 3.30, 3.31 and 3.32, which will be used to verify the tension in the CFRP reinforcement. For the other consider-

ations, the punching regulations were followed without changes.

$$V_{R, CPRF} = \left(\frac{1}{4} \cdot \sqrt{f'_{c}} \cdot u_{1} \cdot d\right) + \left(\frac{d}{s_{r}} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC}\right)$$
(3.29)
ACI 318:2008 [2]

$$V_{R,CPRF} = 0.75.V_{R,c} + \left(1.5.\frac{d}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC}\right)$$

Eurocode 2 [3] (3.30)

Table 1 – Experimental database											
Author	Specimen	d (mm)	c (mm)	ρ (%)	A _{PRFC} /cam. (mm²)	N° of Layer	s₀ (mm)	s, (mm)	f. (MPa)	d _。 (mm)	
	Control 1	120	200	1,50	-	-	0	0	42,6	10	
	A 4'	120	200	1,50	814	4	30	60	42,6	10	
	Control 2	120	200	1,50	-	-	0	0	36,1	10	
	A3'	120	200	1,50	506	3	30	90	36,1	10	
	B3'	120	200	1,50	748	3	30	90	36,1	10	
	B4'	120	200	1,50	748	4	30	60	36,1	10	
	C3'	120	200	1,50	924	3	30	90	36,1	10	
	C4'	120	200	1,50	924	4	30	60	36,1	10	
	D3'	120	200	1,50	924	3	30	90	36,1	10	
	D4'	120	200	1,50	924	4	30	60	36,1	10	
	Control 3	120	200	2,34	-	-	0	0	34,5	10	
	A3	120	200	2,34	402	5	30	60	34,5	10	
	AD D2	120	200	2,34	649	5	30	60	34,3	10	
Sissakis	BS DE	120	200	2,34	010	5	30	60	34,3	10	
(2002)(1)	DD C2	120	200	2,34	792	3	30	60	34,3	10	
	C5	120	200	2,34	1188	5	30	60	34,5	10	
	D3	120	200	2,04	702	3	30	60	34,5	10	
	D5	120	200	2,04	792	5	30	60	34,5	10	
	Control 4	120	200	2,04	-	-	0	0	26.6	10	
	Ad	120	200	2,34	638	Δ	30	60	26.6	10	
	A6	120	200	2,34	924	6	30	60	26.6	10	
	B4	120	200	2.34	660	4	30	60	26.6	10	
	Bó	120	200	2,34	924	6	30	60	26,6	10	
	C4	120	200	2,34	924	4	30	60	26,6	10	
	C6	120	200	2,34	1276	6	30	60	26,6	10	
	D4	120	200	2,34	858	4	30	60	26,6	10	
	D6	120	200	2,34	1254	6	30	60	26,6	10	
	Control 1	114	305	2,04	-	-	0	0	28,3	10	
	Control 2	114	305	2,04	-	-	0	0	28,3	10	
	A4-1	114	305	2,04	800	4	29	57	28,3	10	
	A4-2	114	305	2,04	400	4	29	57	28,3	10	
Binici	A4-3	114	305	2,04	200	4	29	57	28,3	10	
(2003) (14)	A4-4	114	305	2,04	400	4	29	57	28,3	10	
()	A6	114	305	2,04	600	6	29	57	28,3	10	
	A8	114	305	2,04	600	8	29	57	28,3	10	
	B4	114	305	2,04	800	4	29	57	28,3	10	
	B6	114	305	2,04	800	6	29	57	28,3	10	
	B8	114	305	2,04	800	8	29	57	28,3	10	



(3.32)

$$V_{R,CPRF} = 0.75.V_{R,c} + (1.5.\frac{d}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC})$$

ABNT NBR 6118 [4]

 $V_{R,CPRF} = 1,0.V_{R,c} + (A_{PRFC}\sigma_{PRFC}(\Psi))$ Model Code 2010 [5]

4. Analysis of the code provisions

Initially, it will be presented a database, formed by the experimental results of 39 slabs of research of strengthening to punching with CFRP sheets in *stitch* technique. There are 28 slabs essayed by Sissakis (2002) [1] and 11, by Binici (2003) [14].

In relation to the test scheme, all the slabs subject to symmetric loading, which simulates the situation of building internal columns, without the action of flexural moments. For the database slabs, the resistance to concrete compression (f_c), varies between 26,6 and 42,6 MPa and the reinforcement ratios (ρ) varies between 1,50 and 2,34. The relation between the space between the stregthening layers and the slab effective depth (s/d) is 0,50 or 0,75. Table 1 and Figure 14 bring the general features of the slab tests.

The result analysis will be always carried out for the ratio between the ultimate loads obtained in the tests and the calculated resistant load, *Vexp/VNorma*. The charge *Vexp* corresponds to the last punching load measured in laboratory and the force *VNorma* is the resistance value, according to the normative criteria in study.

In determining the rupture loads by the regulations, no coefficient of material resistance or increase of request was used. The formulas are presented in items 3.1, 3.2, 3.3 and 3.4 with the adaptations described in 3.5.

For ACI 318 [2], we used the dimensioning recommendations o *studs* type shear reinforcement, for it considers better anchorage conditions in relation to the stirrup type reinforcement, also set by the regulation.

CEB-FIP Model Code 2010 [5] equations take into account the slab ruin criterion for characteristic value. So that the evaluation of this regulation can be equivalent to the considerations set for the others, Equations 3.15 and 3.16 will be replaced by Equations 4.1 and 4.2, which, according to Fernández Ruiz and Muttoni (2009) [15], take into account the characteristic value of the slab ruin criterion.



In the calculation by the regulations, the CFRP system properties (fiber/resin) used for each one of the authors are presented on

Table 2 – CFRP laminate material properties (manufacturer datasheet)								
Author	E _{CFRP} (MPa)	f _(4,0 ‰) (MPa)						
Sissakis(2002) (1)	78600	314						
Binici (2003) (14)	72400	290						

Table 2. The resistance parcel of the composite system, Equations 2.29, 2.30, 2.31 and 2.32 are presented on Chapter 2.6. For the other materials, the properties were taken by the medium experimental values.

Figure 15 and Table 3 represent the relation between the experimental loads and the set by the regulations.

It can be observed that ABNT NBR 6118 [4] was the regulation which relation Vexp/VNorma is closest of the unit, besides



presenting the lower Coefficient of Variation, which can be seen in the points dispersion along the straight line of coefficient one (Figure 15 (c)).

Using the ACI 318 estimations we obtain an average of the relation V_{exp}/V_{ACI} equals to 2,05 and Coefficient of Variation – *CV* of 0,20. Eurocode 2 [3] also had its appropriate results, with average

relation V_u/V_{EC2} of 1,51 and CV, 0,16. Model Code results were slightly more conservative than the ones from Eurocode 2 [3], with relation V_u/V_{EC2} equals to 1,65 and CV, 0,13.

For the result dispersion analysis, besides the average of the relations *Vexp/VNorma*, we used the median analysis, which represents the measure of a central trend and has the advantage on the

Table 3 – Calculated and experimental punching strength of test specimens											
Author	Specimen	V _{exp} (kN)	Failure mode	ACI 3 V _{exp} / V _{ACI}	18:2008 Failure ACI	Eurococ V _{exp} / V _{EC02}	de 2:2004 Failure EC02	NBR 61 V _{exp} / F V _{NBR}	18:2007 Gailure NBR	Model Co V _{exp} / F V _{MC10}	de (2010) ailure NBR
	Control 1	575	-	1,72	-	1,44	-	1,25	-	1,58	-
	A 4'	632	out	2,12	out	1,75	out	1,28	out	1,48	in
	Control 2	439	-	1,43	-	1,16	-	1,01	-	1,28	-
	A3'	591	out	2,16	out	1,73	out	1,27	out	1,57	in
	B3'	659	in	2,25	out	1,35	out	1,04	out	1,65	in
	B4'	638	out	2,18	out	1,31	out	1,01	out	1,60	in
	C3'	612	in	1,69	out	1,23	out	0,94	out	1,47	in
	C4'	673	out	1,85	out	1,35	out	1,04	out	1,62	in
	D3'	550	in	1,52	out	1,61	out	1,18	out	1,32	in
	D4'	605	in	1,67	out	1,77	out	1,30	out	1,45	in
	Control 3	476	-	1,58	-	1,16	-	0,95	-	1,27	-
	A3	646	in	2,85	out	1,74	out	1,21	out	1,62	in
	A5	671	out	2,18	out	1,81	out	1,26	out	1,59	in
Sissakis	B3	744	out	3,04	out	1,46	out	1,06	out	1,83	in
(2002) (1)	B5	791	out	2,42	out	1,50	out	1,09	out	1,89	in
	C3	775	in	2,61	out	1,43	out	1,05	out	1,85	in
	C5	858	out	2,08	out	1,59	out	1,16	out	1,92	in
	D3	616	in	2,07	out	1,66	out	1,15	out	1,47	in
	D5	61/	IN	1,50	out	1,67	out	1,16	out	1,48	IN
	Control 4	4/9	-	1,81	-	1,28	-	1,05	-	1,42	-
	A4	595	In	2,53	OUT	1,/5	ouf	1,22	our	1,02	in
	A0 D4	701	in out	2,00	out	1,60	out	1,29	out	1,04	in
	D4 R6	701	out	2,79	out	1,40	out	1,00	out	1,90	in
	60	791	out	2,40	out	1,05	out	1,19	out	2,03	in
	C4	872	out	2,01	out	1,00	out	1,13	out	2,02	in
		63/	in	2,11	out	1,70	out	1,20	out	1.66	in
	D6	639	in	1.55	out	1.88	out	1,31	out	1,56	in
	Control 1	494	-	1.46	-	1,18	-	1.00	-	1.44	-
	Control 2	510	-	1,51	-	1,22	-	1,03	-	1,49	-
	A4-1	595	in/out	2,11	out	1,13	out	0,86	out	1,41	in
	A4-2	668	out	2,37	out	1,27	out	0,97	out	1,78	in
	A4-3	618	in	2,20	out	1,27	out	1,13	out	1,73	in
Binici	A4-4	600	in	2,13	out	1,14	out	0,87	out	1,60	in
(2003) (14)	A6	721	out	2,07	out	1,37	out	1,05	out	1,82	in
	A8	744	out	1,80	out	1,41	out	1,08	out	1,88	in
	B4	756	out	2,24	out	1,66	out	1,25	out	1,79	in
	B6	752	out	1,74	out	1,65	out	1,24	out	1,78	in
	B8	778	out	1,48	out	1,70	out	1,28	out	1,84	in
			Average CV	2 0	,05 ,20	1, 0,	51 16	1, 0,	13 11	1,¢ 0,1	65 3



average for being less susceptible at extreme values of the sample. Figure 16 shows Boxplots with two rectangles representing sample quartiles. Quartiles are values in the scale that divide the set data in four parts, all of them with the same number of observations.

The lightest rectangle of each sample in Figure 16 represents the space between the inferior and the middle quartile. The darkest rectangle represents the difference between the median and the superior quartile. These rectangles, together, represent the range of 50% of the most typical values of the distribution. The lines above and below the rectangles compose the other two quartiles. For this analysis it is more evident and stronger the correlation ABNT NBR 6118 [4], with lower dispersion of the data in relation to the median. ACI 318 [2], besides being the regulation with the most conservative V_{exp}/V_{Norma} average, was the one that presented the higher data dispersion in relation to the median.

For the evaluation of the conservatism level, we used an adaptation from the penalty criterion proposed by Collins (2001) [16], *Demerit Points Classification –DPC*. This criterion considers the quotient between the experimentally resistance to punching and the prevision to the project codes (*Vexp/VNorma*). Collins (2001) [16] considers the safety, accuracy and economic aspects

Table (add	4 – Demerit apted from C	point classification Collins (2001) (16))
V _{exp} /V _{Norma}	Score	Classification
-0 F	10	

exp Holling		
<0,5	10	Extremely dangerous
(0,50 - 0,85)	5	Dangerous
(0,95 - 1,15)	0	Appropriat e safety
(1,15 - 2,00)	1	Conservative
≥2	2	Extremely conservative

and classifies the different dimensioning procedures in terms of a demerit scale. A score is given to each range of the relation Vexp/VNorma. This score has as a basis the idea that a relation Vexp/VNorma < 0.5 is more damaging in safety terms than the relation Vexp/VNorma > 2.0. However, according to DPC, extremely conservative values, for being uneconomic, must also receive penalization. Table 4 shows penalty criteria:

Each model DPC is obtained by summing the percentage results of the values V_{exp}/V_{Norma} existing in each interval, by its corresponding score. The higher the total sum value, the worse is the regulation process. Table 5 and Figure 17 bring the evaluation of the demerit scale for the evaluated regulations.

By the demerit Criterion, the regulation that best adapted to the application suggested in this research was ABNT NBR 6118 [4], which presented the lower demerit value, 35, with prevalence of results in the ranges of *Appropriate Safety* and *Conservative*.

Eurocode 2 [3], ACI 318 [2] and Model Code 2010 [5] also had results in favor of safety, however, were penalized for having several values predominantly in *Conservative* and *Extremely Conservative* ranges. In this case, ACI 318 (2011) was the most penalized among the rules and, consequently the one that obtained the worst performance according to the criterion adopted.

All the regulations, however, presented problems in determining the rupture surface position. This fact is evident in Figure 18 graphic, by which the percentage of correctness vary between 45,45% (Model Code 2010 [5]) to 57,58% (NBR 6118) [4].

It occurs due to a strong trend of three, from the four regulations, in estimating the slab rupture as out of the reinforced area to the shear. The rules ACI 318 [2], Eurocode: 2002 and NBR 6118 [4] pointed,

Table 5 – Demerit point classification – analysis										
Status (DPC)	Score	ACI		EC2		NBR6118		MC2010		
		Amount	DPC	Amount	DPC	Amount	DPC	Amount	DPC	
Extremely dangerous	10	0	0	0	0	0	0	0	0	
Dangerous	5	0	0	0	0	3	15	0	0	
Appropriat and safety	0	0	0	2	0	17	0	0	0	
Conservative	1	15	15	37	37	19	19	36	36	
Extremely conservative	2	24	48	0	0	0	0	3	6	
Totral demerit score		63	63			34	Ļ	42	2	
Average		2,0	5	1,5	1	1,1	3	1,6	5	
Coefficient of variation (CV)		0,2	0	0,1	6	0,1	1	0,1	3	



predominantly rupture type *out*. On the opposite of the others, Model Code 2010 [5] showed rupture in the reinforced area (in).

5. Conclusion

This study deals with a recent technique of flat slab strengthening against the punching phenomena, using CFRP sheets as shear resistant element. In the research, we compared the application of enshrined regulations in the technical environment with the experimental results of 39 slabs that simulate the area next to the internal columns of a building and without the action of flexural moments.

All the regulations evaluated in this study are applicable at the slab shear reinforcements calculation and are not specifically addressed to the type of strengthening informed.

In a general way, the adoption of the maximum deformation limit for the shear strengthening of 0,004 (ACI 440.2R [6]) show appropriate as complement of three of four of the regulations evaluated – Eurocode 2 [3], ACI 318 [2] and Model Code 2010 [5] – which presented appropriate safety, conservative trend and values of Vexp/VNorma relation very representative in areas *Conservative* and *Extremely Conservative*.

For NBR 6119 [4], despite the lower value according to the demerit criterion adopted and the result prevalence in the range *Appropriate Safety* and *Conservative*, we verified that 12,8% of the relation values V_{exp}/V_{Norma} were under 1,0, which does not enable the immediate application of this code.

The most conservative results and with higher dispersion were ACI 318 [2]. This fact is the consequence for the formulation of this regulation not taking into account important factors like the flexure reinforcement ratio (ρ) and the size effect parameter, which correlates the reduction of the resistant tension with the increase of the effective depth.

Eurocode 2 [3] and NBR 6118 [4] are regulations that, for being conceived from the same origin, tend to present similar results. However, for the evaluated slabs, NBR 6118 [4] presents results inferior to the one o Eurocode 2 [3], due to not considering Brazilian code of the limitations of the flexure reinforcement rate and the size effect. Moreover, Brazilian regulation considers a superior distance than the European reference of the rupture surface position, u_{out} , in relation to the last strengthening layer.



The two regulations, Eurocode 2 [3] and NBR 6118 [4], did not evaluate in a satisfactory way the rupture surface either, fact due to a strong tendency of both in estimating rupture as out of the shear strengthening area. For this case, we suggest formulation changes, especially to reduce the strengthening element (VR, PRFC) in the verification of the punching in the reinforced area, which the reduction of the deformation limit in the strengthening may achieve, which, in this study, was considered 0,004 (ACI 440.2R [6]).

Model Code 2010 [5] differs from the other regulations by the semiempiric ruin criterion adopted. This method has shown good results in shear strengthening researches and, for the present research, also presented satisfactory safety result and dispersion level.

6. Acknowledgements

The authors thank CNPq and CAPES for the financial support in all phases of this research.

7. References

- [01] SISSAKIS. K.;Strengthening concrete slabs for punching shear with CFRP laminates. M. A. Sc. Thesis, University of Toronto, Toronto, Canadá, 2002, 226p.
- [02] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [03] Eurocode 2, Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [04] ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [05] CEB-FIP (2010). Model Code 2010: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011. (This final draft has not been published).
- [06] ACI Committee 440.2R (2008). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for

Strengthening Concrete Structures." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.

- [07] Hassanzadeh, G. and Sundqvist, H. (1998). Strengthening of Bridge Slabs on Columns.Nordic Concrete Research, The Nordic Concrete Federation, Publicação nº 21, paper nº 2.
- [08] WIDIANTO, M. S. E. Rehabilitation of Reinforced Concrete Slab-column Connectionsfor Two-way Shear, Tese de Doutorado, The University of Texas at Austin, 2006.
- [09] GHALI, A., M.A. SARGIOUS, e A. HUIZER, Vertical prestressing of flat plates around columns, 1974. ACI Special Publication SP-42, Shear in Reinforced Concrete. p. 905-920
- [10] CARVALHO. J. S. de. Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Puncionamento com Parafusos de Alta Resistência. Dissertação de Mestrado. Publicação E. DM 002A/2001. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 168p.
- [11] FERNÁNDEZ RUIZ, M.,MUTTONI, A. e KUNZ, J.Strengthening of Flat Slabs Against Punching ShearUsing Post-Installed Shear Reinforcement,ACI Structural Journal, V. 107, July-Aug. 2010,pp. 434-442.
- [12] MUTTONI, A., Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- [13] PRIESTLEY, M. J. N. SEIBLE, F. CALVI, M. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley e Sons, USA, 1996, 705 p.
- [14] BINICI, B., Punching shear strengthening of reinforced concrete slabs using fiber reinforced polymers.PhD thesis, University of Texas at Austin, USA, 2003, 284p.
- [15] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A., Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, vol. 106, 2009, pp. 485-494.
- [16] COLLINS, M.P. (2001). Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP)

Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC)







G. S. SANTOS a galileueng@yahoo.com.br

W. G. NICÁCIO ª wanderley.nicacio@gmail.com

A. W. LIMA ^a wagnercivil@yahoo.com.br

> G. S. S. A. MELO ^a melog@unb.br

Abstract

This research evaluates the behavior of slab-column connections in a reinforced concrete flat slab system and subjected to symmetrical loading, strengthened to the shear with carbon fiber reinforced polymer (CFRP). The strengthening method consists in applying CFRP sheets as shear resistant element, by bonding it through perpendicular holes to the plane of the slab. As the current standards do not deal with strengthening to shear with CFRP reinforcement, it was assessed the application of the code's required from by ACI 318 (2011) [2], by Eurocode 2 (2004) [3] by ABNT NBR 6118 (2007) [4] and by Model Code (2010) [5], associated to the limitations of ACI 440.2R (2008) [6] which provides guidance for the selection, design, and installation of FRP systems for concrete structures. The results showed that the NBR 6118 (2007) [4] provided the lowest degree of dispersion, with some results against security. The ACI 318 (2011) [2] has a more conservative trend, and Eurocode 2 (2004) [3] and Model Code (2010) [5] have intermediate results.

Keywords: strengthening, punching, CFRP.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo analítico de uma recente técnica de reforço de lajes lisas de concreto armado contra o fenômeno da punção. Trata-se da utilização de mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento. O sistema, denominado Stitch, foi idealizado por Sissakis (2002) [1] e consiste em se formar um laço completo entre dois furos subsequentes como "pontos de costura". O objetivo deste artigo é avaliar a aplicação de adaptações das principais normas, nacional e internacionais, de dimensionamento à punção de lajes com pilar interno, sem a atuação de momentos fletores e associadas às limitações do ACI 440 2R:2008 [6], a qual trata do reforço de estruturas com PRFC. Os Resultados mostram que a NBR 6118:2007 [4] apresentou o menor grau de dispersão, com alguns resultados contra a segurança. O ACI 318:2011 possui uma tendência mais conservadora, e o EUROCODE 2:2004 [4] e Model Code (2010) [5] possuem resultados intermediários, com esse ligeiramente mais conservador que aquele.

Palavras-chave: reforço, punção, PRFC.

^a Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.

Received: 3 Mar 2014 • Accepted: 04 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

1. Introdução

Incertezas quanto à segurança estrutural – como suspeitas de erro de projeto e/ ou execução, dúvidas sobre a estabilidade devido a manifestações patológicas aparentes e alteração das cargas de serviço – são situações que justificam uma intervenção com reforço de uma estrutura. Para o caso de punção numa ligação laje-pilar, existem alguns sistemas construtivos que possibilitam esse reforço com melhoramento. E ntretanto, esses sistemas são invasivos e, geralmente, impõem alterações da geometria da estrutura.

A utilização de mantas de Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) como alternativa para o aumento da capacidade portante de lajes lisas é uma intervenção simples, rápida e cuja eficiência tem sido comprovada por pesquisas experimentais, nos últimos anos. A ideia principal do método de reforço consiste em se instalar o PRFC como elemento resistente ao cisalhamento. A aplicação se dá pela colagem da manta de PRFC em furos que atravessam o plano da laje. Deve-se atentar ainda para as exigências de ancoragem da manta e para o posterior preenchimento dos furos com argamassa de resistência e módulo de elasticidade compatíveis com as do substrato. Não existem normas que tratem especificamente da utilização de PRFC como reforço à punção em lajes. Diante do exposto, o objetivo deste artigo é avaliar a segurança, economia e a precisão da aplicação de algumas das principais normas de projeto na estimativa da resistência a punção de lajes lisas em concreto armado reforçadas à punção com PRFC.

Serão verificadas as previsões de quatro normas: ACI 318 [2], E urocode 2 [3], ABNT NBR 6118 [4] e CE B-FIP:2010 [5]. Para que essas normas possam ser utilizadas no caso em estudo, com reforço de PRFC, será adotada uma adaptação sugerida por Sissakis (2002) [1], na qual se considera os limites de deformação do ACI 440.2R [6]. Essa última norma trata apenas do reforço de estruturas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibras. A partir dos resultados dos cálculos, avaliar-se-ão a dispersão e o nível de conservado-rismo de cada caso.

1.1 Justificativa

O estudo de métodos de reforço à punção de lajes lisas justifica-se pela progressiva utilização desse sistema estrutural, aliada à consciência da periculosidade de uma ruína por cisalhamento.

As técnicas de reforço à punção comuns consistem, basicamente, na utilização de capitéis - de concreto ou metálicos -, no reforço da armadura de flexão ou na introdução posterior de uma armadura de cisalhamento composta por parafusos de alta resistência.

A resistência adicional proporcionada pela fixação posterior de parafusos de aço na região crítica de cisalhamento é uma alternativa que afasta a possibilidade da alteração da geometria da peça. Entretanto, diversos estudos indicam que a ancoragem do sistema possui uma grande interferência na eficiência do elemento da armadura de cisalhamento.

A utilização de PRFC surge, então, como uma alternativa apropriada por, além de se tratar de uma intervenção simples, rápida, possui um mecanismo de ancoragem garantida e alta resistência com baixo peso.





2. Sistemas de reforço contra o fenômeno da punção

2.1 Punção

Nos sistemas estruturais convencionais, as lajes são apoiadas nas vigas e estas, por sua vez, se apoiam nos pilares. Nesse sistema, as cargas (acidentais e permanentes), que são aplicadas diretamente nas lajes, se transferem para as vigas, que as transmitem para os pilares e, por fim, esses as descarregam nas fundações (Figura 1(a)).

Nos sistemas de lajes sem vigas (ou lajes lisas) o carregamento que atua sobre as lajes é transferido diretamente para os pilares. Nesse caso, as lajes devem estar rigidamente ligadas aos pilares, conforme Figura 1(b) a (e).

Atualmente, o sistema de lajes lisas de concreto armado tem sido utilizado com maior frequência por apresentar uma série de vantagens quando comparado aos sistemas estruturais convencionais. Entre essas vantagens podemos citar uma maior liberdade arquitetônica na definição de ambientes internos ou futuras alterações de leiaute; a simplificação das armaduras e consequente redução dos custos com mão de obra e materiais; facilidade na disposição das instalações e a simplificação das formas e do cimbramento.





O sistema apresenta, também, desvantagens em relação aos convencionais, como maiores níveis de deslocamentos verticais da estrutura; redução da estabilidade global da edificação pela ação dos esforços horizontais e a possibilidade da ruptura por punção. A punção é um tipo de ruína que pode ocorrer de forma brusca por cisalhamento. Esse fenômeno é associado à atuação de forças concentradas nas lajes, em áreas reduzidas, o que pode causar a sua perfuração. Nas lajes lisas, esta situação é típica na região da ligação laje-pilar. A Figura 2 representa uma superfície de ruína com fissuras que partem do contorno da área carregada e se estendem, de forma inclinada, até a outra face da laje. Geralmente essa inclinação varia entre 26° e 45° em relação ao plano da laje.

2.2 Sistemas convencionais de reforço de lajes contra punção

A Figura 3 mostra algumas soluções típicas para reforço ao cisalhamento de uma ligação laje-pilar, as quais basicamente compreendem a ampliação da seção do pilar (com introdução de capitéis ou com alargamento da coluna); reforço da armadura de flexão da laje; ou com a introdução posterior de armadura de cisalhamento. A introdução de armadura de cisalhamento na região crítica é uma alternativa que pode eliminar a possibilidade da alteração da geometria da peça. Entretanto, diversos estudos indicam que a ancoragem do sistema interfere significativamente na eficiência do elemento utilizado como armadura de cisalhamento.

Hassanzadeh e Sundqvist (1998) [7] analisaram experimentalmente o uso de capitéis (Figura 3 (a)). Eles constataram que ao se duplicar e triplicar o diâmetro do pilar na região de ligação com a laje, pode-se aumentar a capacidade resistente à punção em cerca de 60% a 100%, respectivamente, comparando-se com uma laje de controle, sem reforço. Os capitéis são constituídos de armaduras de aço circulares em forma de anéis com a função de combater as tensões de tração no interior da peça.

Além de concreto armado, Hassanzadeh e Sundqvist (1998) [7] também utilizaram como reforço na cabeça do pilar um colar de aço ligado à laje e à coluna (Figura 3 (f)). Os autores demostraram que essa técnica de reabilitação pôde aumentar a capacidade de

Figura 5 – Reforço com parafusos protendidos (GHALI et al., 1974) (9)



carga de punção em cerca de 70% em relação à laje de controle. Posteriormente, Widianto (2006) [8] adaptou esse dispositivo. O resultado é mostrado na Figura 4.

Ghali *et al.* (1974) [9] avaliaram experimentalmente um sistema de reforço com parafusos protendidos instalados verticalmente após a cura do concreto (Figura 5). Esse sistema foi avaliado posteriormente por diversos pesquisadores.

No Brasil, Carvalho (2001) [10] também verificou a eficiência das placas de aço como ancoragem e da resina para preenchimento dos furos, ver Figura 6.

Fernández Ruiz, Muttoni, e Kunz (2010) [11] apresentaram um mecanismo de reforço para lajes (Figura 7) com a vantagem de não se precisar ter acesso à outra face, sem a destruição do piso superior e podendo ser aplicado em sapatas.

Pelos sistemas apresentados, é possível impedir ou retardar a formação da superfície de ruptura, o que pode levar a um considerável incremento na resistência à punção. Constata-se ainda que o acréscimo de resistência é acompanhado por um aumento na ductilidade da ligação laje-pilar.

Em todo caso, a eficiência da armadura de cisalhamento de combate à punção depende de um correto dimensionamento e posicionamento, além de uma boa ancoragem.

2.3 Sistema de reforço com PRFC

A redução de custos do material nos últimos anos e a economia de trabalho inerentes à sua instalação relativamente simples fizeram do PRFC uma alternativa atraente frente às técnicas convencionais de reforço para construção civil.

Quando comparado aos materiais metálicos, usualmente empregados no reforço das estruturas, o PRFC pode apresentar desempenho superior, com a vantagem de oferecer uma resistência elevada com baixo peso; rapidez e praticidade na execução; resistência a corrosão em ambiente agressivo e resistência à fadiga. A maleabilidade do PRFC possibilita uma aplicação mais fácil em espaços confinados e sua adaptação às diversas geometrias das estruturas. Apesar da utilização dos PRFC ter se mostrado prática e eficiente, algumas desvantagens ainda podem ser identificadas, como a perda de desempenho a elevadas temperaturas; a vulnerabilidade a cargas de impacto ou a atos de vandalismo, e a exigência de mão de obra especializada. Com relação à ação de altas temperaturas, a prática entre os projetistas é desconsiderar totalmente o reforço de PRFC numa situação de incêndio, levando-se em conta a estrutura na sua condição não reforçada. Para proteção do sistema a cargas de impacto ou a atos de vandalismo, os fabricantes indicam diversas soluções, como, por exemplo, a utilização de argamassas colantes ou de resinas fabricadas para este fim.

Na técnica *stitch*, idealizada por Sissakis (2002) [1], confeccionam--se tiras de PRFC que são inseridas através de furos perpendiculares ao plano da laje. As tiras são passadas em voltas contínuas entre pares de furos, como pontos de costura, até que se consiga a quantidade desejada de reforço.

Inicialmente são confeccionadas tiras de fibra de carbono com largura igual ou inferior ao diâmetro dos furos previamente executados na laje. Em seguida, deve-se impregnar a parede interna do furo na laje com a resina epóxi - componente estabilizante do sistema PRFC. Imediatamente após impregnação dos furos, deve-se aplicar as tiras de fibra de carbono. Por fim, aplica-se novamente uma camada de resina sobre a tira de forma a garantir que a mesma esteja completamente embebida pela resina.

Nesse sistema, deve-se atentar para o comprimento de transpasse indicado pelo fabricante, de modo que seja garantida a emenda das extremidades das tiras, causando um efeito de confinamento do concreto. A Figura 8 representa o sistema de reforço *stitch*.

3. Principais normas aplicáveis no caso de reforço à punção com PRFC

Nenhuma norma disponível na literatura trata especificamente da utilização de PRFC como armadura de cisalhamento em lajes. Por essa razão, este artigo avaliará apenas adaptações das recomendações dos principais códigos, nacional e internacionais, aplicáveis a lajes de concreto armado submetidas a carregamento simétrico com e sem utilização de armaduras de cisalhamento. Os códigos avaliados são:

ACI 318 - American Building Code for Reinforced Concrete, ACI 318 (2011);





- EUROCODE 2 Design of Concrete Structures, EC2 (2004);
- NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto-Procedimento, NBR 6118 (2007);
- CEB-FIP MODEL CODE 2010 fib Model Code for Concrete Structures 2010, Model Code 2010.

Para todas as normas de punção acima, a expressão geral para o cálculo da capacidade das lajes lisas sem armadura de cisalhamento consiste no produto da tensão de cisalhamento nominal, perímetro de controle e altura útil (Equação 3.1). Cada norma, no entanto, define de forma particular o perímetro de controle e a tensão de cisalhamento nominal. A capacidade de carga de projeto, $V_{R,c}$, de lajes lisas sem qualquer reforço de cisalhamento é definida como se segue:



onde v é a tensão de cisalhamento nominal, u_{in} é o perímetro de

controle definido para lajes sem armadura de cisalhamento, e d é a altura útil da laje.

Para as lajes reforçadas, a capacidade resistente à punção dentro da região com armadura de cisalhamento é calculada conforme Equação 3.2:

$$V_{R,cs} = \phi_c \cdot V_{R,c} + \phi_s V_{R,s}$$
(3.2)

onde $V_{R,c}$ e $V_{R,s}$ são as contribuições do concreto e da armadura de cisalhamento na resistência da laje e

 $\phi_c e \phi_s$, os fatores que ponderam essas contribuições. Cada norma, no entanto, considera esses fatores de forma particular.

Quando as lajes possuem armadura de cisalhamento, deve--se verificar, também, a capacidade resistente numa superfície de ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento $(V_{R,out})$.

Nesse caso, a capacidade resistente é dada pela Equação 3.3





para um perímetro de controle, u_{out} , localizado fora da região reforçada.



Nenhuma norma, contudo, trata especificamente do reforço à punção com Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono - PRFC. Para esse caso, conforme mencionado anteriormente, é necessária uma adaptação da parcela de resistência ao cisalhamento dentro da região reforçada. O item 3.5 mostra essa aplicação, de acordo com as recomendações da norma ACI 440.2R [6], que trata do projeto e instalação do reforço de PRF em estruturas de concreto armado.

3.1 ACI 318:2011

O ACI 318 [2] estima a resistência à punção de uma laje sem armaduras de cisalhamento como o mínimo de três expressões (Equação 3.4). Estas três equações levam em consideração os efeitos da retangularidade do pilar, da localização deste na estrutura e da área de carga em relação à altura útil.

$$V_{R,c} = \min \begin{cases} 0,17.\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right).\sqrt{f_c}.u_1.d \\ 0,083.\left(\frac{\alpha_s.d}{u_1} + 2\right).\sqrt{f_c}.u_1.d \\ 0,33.\sqrt{f_c}.u_1.d \end{cases}$$
(3.4)

onde f_c é a resistência à compressão do concreto, β_c é a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar, α_s é uma constante que assume valor igual a 40 para o caso de pilares internos, d é a altura útil da laje e u_1 é o comprimento de um perímetro de controle que deve localizar-se a d/2 da face do pilar, como mostrado na Figura 9.

Para lajes reforçadas ao cisalhamento com *studs* a distância entre o pilar e a primeira camada de armadura não deve exceder o valor de d/2. O espaçamento entre camadas de armadura não deve exceder 0,75. *d* para $V/(u_1.d) \le 0.5.\sqrt{f_c}$ e 0,5.d para $V/(u_1.d) \ge 0.5.\sqrt{f_c}$.

A capacidade de carga fora da região reforçada ao cisalhamento $V_{R,out}$ para os elementos de laje lisacom armaduras de cisalhamento deve ser calculada pela Equação 3.5, utilizando a definição de perímetro de controle (u_{out}) mostrada na Figura 9.

$$V_{R,out} = 0,17.\sqrt{f_c}.u_{out}.d$$
 (3.5)

A capacidade no interior da região reforçada ao cisalhamento $(V_{R,cs})$ é expressa pela Equação 3.6 limitada pela Equação 3.7.

$$V_{R,cs} = (0,25.\sqrt{f_c}.u_1.d) + \left(\frac{d}{s_r}.A_{sw}.f_{ys,w}\right)$$
 (3.6)

$$V_{R,cs} < 0.66 . \sqrt{f_c} . u_1.d$$
 (3.7)

onde A_{SW} é a área de aço de uma camada de armadura de cisalhamento, $f_{YS,W}$ representa a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, e s_r é a distância entre camadas.

3.2 Eurocode 2:2004

A resistência à punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento é tomada levando-se em conta o efeito da taxa de armadura e o *size effect* (efeito do tamanho, numa tradução literal), conforme Equação 3.8.

$$V_{R,c}=0,18. \xi.(100.\rho.f_c)^{1/3}. u_1.d$$
 (3.8)

Onde ξ é o *size effect*, assumido como $\xi = 1 + \sqrt{200/d} \le 2,0, \rho$ é a taxa de armadura, limitada em 2%, e u_1 é o comprimento do perímetro de controle afastado 2d das faces do pilar, como apresentado na Figura 10.

A resistência ao cisalhamento dentro da região reforçada é definida de acordo com a Equação 3.9. E a verificação da resistência da biela comprimida próxima ao contorno do pilar pode ser obtida com a Equação 3.10.



$$V_{R,cs} = 0.75.V_{R,c} + \left(1.5.\frac{d}{s_r}.A_{sw}.f_{yw,ef}\right)$$
 (3.9)

 $V_{R,max} = 0.5. \upsilon. f_c. u_0.d$ (3.10)

A ruptura ocorrendo fora da região das armaduras de cisalhamento pode ser verificada com a Equação 3.8 utilizando o perímetro de controle (u_{out}) , conforme Figura 10, que apresenta alguns detalhes típicos recomendados por esta norma quando da utilização de armaduras de cisalhamento.

Na Figura 10, u_{out} representa o comprimento do perímetro de controle afastado a 1,5*d* da camada mais externa de armaduras de cisalhamento, respeitando-se um limite de 2*d* para a distância máxima entre duas linhas concêntricas de *studs*. Caso o limite não seja atendido, deve-se adotar um perímetro de controle externo efetivo $(u_{out,ef})$. E $f_{vw,ef}$ é a tensão efetiva na armadura de cisalhamento.

3.3 ABNT NBR 6118:2007

A análise para verificação da resistência ao cisalhamento adotada pela norma brasileira é análoga à do Eurocode. O mode-





lo difere-se pelo *size effect*, que é calculado pela expressão $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$) (*d* em mm) que, nesse caso, pode assumir valores superiores a 2,0 e pela taxa de armadura a flexão que também pode assumir valor superior a 2%.

A Equação 3.11 define a resistência à punção em lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. A resistência ao cisalhamento dentro da região reforçada é obtida com a Equação 3.12. E a verificação da resistência da biela comprimida próxima das extremidades do pilar pode ser obtida com a Equação 3.13.

$$V_{R,c} = 0,18. \xi.(100.\rho.f_{c})^{1/3}. u_{1}.d$$

$$V_{R,cs} = 0,75.V_{R,c} + \left(1,5.\frac{d}{s_{r}}.A_{sw}.f_{yw,ef}\right)$$

$$(3.12)$$

$$V_{R,max} = 0,27.\alpha_{v}.f_{cd}.u_{0}.d$$

$$(3.13)$$

O valor u_{out} é o comprimento do perímetro de controle afastado a 2d da camada mais externa de armaduras de cisalhamento, respeitando-se um limite de 2d para a distância máxima entre duas linhasconcêntricas da armadura. No caso desse limite não ser atendido, utiliza-se o perímetro de controle externo efetivo



 $(u_{out,ef})$. $f_{yw,ef}$ é a tensão efetiva na armadura de cisalhamento

e $\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ com f_{ck} em MPa. 3.4 CEB-FIP model code 2010

O cálculo da resistência ao cisalhamento pelo Model Code 2010 [5] tem como base a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC (MUTTONI, 2008) [12], a qual avalia a carga última da peça em função de uma relação carga x rotação associada a um critério de ruína. O modelo aplica-se para lajes sem ou com armadura de cisalhamento verificando-se a possibilidade de ruptura dentro da região reforçada, fora dessa região ou o esmagamento de biela comprimida.

A resistência última à punção, $V_{Rd,c}$, para uma laje sem armadura de cisalhamento é estabelecida pela Equação 3.14.

$$V_{Rd,c} = k_{\Psi} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (f_c \text{ em MPa})$$
 (3.14)

Onde *b*₀ é o perímetro de controle (Figura 12) e γ_c , o fator de minoração da resistência do material.

O parâmetro $k\psi$ é calculado pela Equação 3.26 e depende da rotação da laje, ψ , na região do apoio (Figura 13).

$$k_{\Psi} = \frac{1}{1,5+0,9k_{dg}\Psi d} \le 0,6 \quad (d \text{ em mm})$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} \ge 0,75 \quad (d \text{ em mm})$$
(3.16)

onde dg é o diâmetro do agregado graúdo.

Para uma laje com armadura de cisalhamento, a resistência à punção é dada pela soma das parcelas resistidas pelo concreto, VRd,c, e pelas armaduras de cisalhamento, VRd,s, como mostra a Equação 3.17:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$
 (3.17)

A resistência fornecida pela armadura de cisalhamento, VRd.s, é expressa pela Equação 3.18:

$$V_{\rm Rd,s} = \sum A_{\rm sw} k_{\rm e} \sigma_{\rm swd}$$
(3.18)

onde $\sum A_{SW}$ é a soma da área da seção transversal de toda a armadura de cisalhamento, devidamente ancorada que, no modelo, é interceptada pela superfície de ruptura (superfície cônica com um ângulo de 45°). O termo σ_{swd} representa a tensão mobilizada da armadura de cisalhamento, conforme Equação 3.19.

$$\sigma_{\text{swd}} = \frac{E_{\text{s}}\Psi}{6} \left(1 + \frac{f_{\text{bd}}}{f_{\text{ywd}}} \cdot \frac{d}{\phi_{\text{w}}}\right) \le f_{\text{ywd}}$$
(3.19)

 ϕ_w indica o diâmetro da barra da armadura de cisalhamento e f_{VWd} sua tensão de escoamento. A tensão de aderência f_{bd} pode ser tomada, simplificadamente, por 3,0 MPa ou pela Equação 3.20:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 \left(\frac{f_{ck}}{25} \right)^{0,5} / \gamma_c$$
 (3.20)

onde:

 η_1 é um coeficiente tomado como 1,75 para barras nervuradas (incluindo reforço galvanizado e aço

inoxidável), 1,4 para barras nervuradas aderidas com epóxi e 0,90 para barras de superfície lisa;

 η_2 representa a posição da barra na concretagem:

- $\eta_2 = 1,0$ quando são observadas boas condições de aderência, para:
- Todas as barras com inclinação de 45º a 90º com a horizontal durante a concretagem e;
- Todas as barras com uma inclinação inferior a 45° com a horizontal, que estejam até 250mm a partir do fundo, ou pelo menos 300 mm a partir do topo da camada de concreto durante a concretagem;

 η_2 = 0,7 para os demais casos nos quais são utilizadas barras nervuradas, ou

 η_2 = 0,5, para os demais casos nos de barras lisas.

 η_3 varia de acordo com o diâmetro da barra:

- $\eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi \le 25mm;$ $\eta_3 = (25/\phi)^{0,3} \text{ para } \phi > 25mm (\phi em mm);$
- η_4 varia conforme resistência da barra a ser ancorada:

 $\eta_4 = 1,2 \text{ para } f_{yk} = 400 MPa;$

 $\eta_4 = 1,0 \text{ para } f_{yk} = 500MPa;$ $\eta_4 = 0,85 \text{ para } f_{yk} = 600MPa;$ $\eta_4 = 0,75 \text{ para } f_{yk} = 700MPa;$

$$n_A = 0.68$$
 para $f_{yk} = 800 MPa$

Por fim, o cálculo da rotação (ψ) pode ser realizado em quatro níveis de aproximação. As aproximações são utilizadas na avaliação da resistência à punção e variam conforme nível de complexidade da análise e grau de precisão dos resultados.

O nível de aproximação I refere-se às lajes analisadas por teorias elásticas e que não apresentam redistribuições significativas de

forças internas. Uma estimativa segura da rotação no momento da ruína é dada pela Equação 3.21.

$$\Psi = 1.5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s}$$
(3.21)

onde rs indica a posição, com relação ao eixo do pilar, na qual o momento de flexão radial é zero. O valor de rs pode ser considerado igual a $0,22 \cdot L$ (nas direções x, L_X , e y, L_Y) em lajes nas quais a relação entre os vãos, L_X/L_y , fica limitada em 0,5 e 2,0.

O nível de aproximação II refere-se às lajes que apresentam redistribuição significativa de momento no cálculo da armadura de flexão. Para estes casos o cálculo da rotação da laje é dado pela Equação 3.22.



onde msd representa o valor do momento fletor médio solicitante de projeto e mRd o valor do momento

fletor médio resistente de projeto. Ambos são calculados para uma faixa de comprimento b_s , sendo $b_s = 1.5 \cdot (r_{s,x} \cdot r_{s,y})^{0.5} \le L_{min}$ O valor aproximado de *msd* depende da localização do pilar na edificação. A referida norma considera três localizações possíveis para os pilares: interno à edificação, de borda ou de canto. No caso de pilar interno, msd é calculado pela Equação 3.23.



No nível de aproximação III, o coeficiente 1,5 da Equação 3.22 pode ser substituído por 1,2 se os valores de rs e msd forem extraídos de um modelo linear elástico. No nível de aproximação IV, o cálculo da rotação ψ deve ser obtido em análise não linear.

3.5 ACI 440.2R:2008

Esse documento fornece orientação para a seleção, projeto e instalação de sistemas de reforço com Polímeros Reforçados com Fibra (PRF) instalados externamente em estruturas de concreto. As informações sobre as propriedades do material, projeto, instalação, controle de qualidade e manutenção de sistemas de PRF utilizadas como reforco externo são nele apresentados. Estas informações podem ser usadas para selecionar um sistema de PRF para aumentar a resistência e a rigidez de vigas de concreto armado ou a ductilidade de pilares e outras aplicações.

Para verificação ao cisalhamento na superfície de ruptura cortando armaduras de cisalhamento com PRFC, neste trabalho denominadas de V_{R,c PRFC}, utiliza-se a Equação 3.24.



 $V_{R,C} e V_{R,PRFC}$ são, respectivamente, as contribuições do concreto e do reforço de PRFC para a capacidade de resistência à punção da laje. As contribuições dentro da região das armaduras de cisalhamento podem ser calculadas com as Equações 3.25, 3.26, 3.27 e 3.28 para o ACI 318 [2], Eurocode 2 [3], ABNT NBR 6118 [4] e Model Code 2010 [5]. As recomendações de projeto do ACI 440.2R [6] e os estudos de PRIESTLEY *et al* (1996) [13], limitam o valor da deformação no PRF em 0,004 para materiais utilizados no reforço ao cisalhamento, a fim de manter a integridade do concreto por ele confinado.

$$V_{R,PRFC} = \left(\frac{d}{s_{r}} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC}\right)$$

$$V_{R,PRFC} = \left(1, 5. \frac{d}{s_{r}} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC}\right)$$
(3.26)

$$V_{R,PRFC} = \left(1,5. \frac{d}{s_r} . A_{PRFC} . f_{PRFC}\right)$$

$$V_{R,PRFC} = (A_{PRFC} \sigma_{PRFC}(\Psi))$$
(3.28)

Onde A_{PRFC} é a soma da área das armaduras de cisalhamento tipo PRFC, por camada; f_{PRFC} é a tensão do PRFC e σ_{PRFC} é a tensão resistida pelo PRFC, em função da rotação da laje, ψ . Substituindo as equações acima nas verificações de armadura de punção, mostradas nos capítulos anteriores, obtemos as Equações 3.29, 3.30, 3.31 e 3.32, as quais serão utilizadas para a verificação da tensão no reforço de PRFC. Para as demais considerações, as normas de punção foram seguidas sem alterações.

Tabela 1 – Características das lajes											
Autor	Laje	d (mm)	c (mm)	ρ (%)	A _{PRFC} /cam. (mm²)	N° de Cam.	s₀ (mm)	s, (mm)	f. (MPa)	d _g (mm)	
	Control 1	120	200	1,50	-	-	0	0	42,6	10	
	A 4'	120	200	1,50	814	4	30	60	42,6	10	
	Control 2	120	200	1,50	-	-	0	0	36,1	10	
	A3'	120	200	1,50	506	3	30	90	36,1	10	
	B3'	120	200	1,50	748	3	30	90	36,1	10	
	B4'	120	200	1,50	748	4	30	60	36,1	10	
	C3'	120	200	1,50	924	3	30	90	36,1	10	
	C4'	120	200	1,50	924	4	30	60	36,1	10	
	D3'	120	200	1,50	924	3	30	90	36,1	10	
	D4'	120	200	1,50	924	4	30	60	36,1	10	
	Control 3	120	200	2,34	-	-	0	0	34,5	10	
	A3	120	200	2,34	462	3	30	60	34,5	10	
	A5	120	200	2,34	849	5	30	60	34,5	10	
Sissakis	B3	120	200	2,34	616	3	30	60	34,5	10	
(2002) (1)	B5	120	200	2,34	792	5	30	60	34,5	10	
	C3	120	200	2,34	792	3	30	60	34,5	10	
	C5	120	200	2,34	1188	5	30	60	34,5	10	
	D3	120	200	2,34	792	3	30	60	34,5	10	
	D5	120	200	2,34	792	5	30	60	34,5	10	
	Control 4	120	200	2,34	-	-	0	0	26,6	10	
	A4	120	200	2,34	638	4	30	60	26,6	10	
	A6	120	200	2,34	924	6	30	60	26,6	10	
	B4	120	200	2,34	660	4	30	60	26,6	10	
	B6	120	200	2,34	924	6	30	60	26,6	10	
	C4	120	200	2,34	924	4	30	60	26,6	10	
	C6	120	200	2,34	1276	6	30	60	26,6	10	
	D4	120	200	2,34	858	4	30	60	26,6	10	
	D6	120	200	2,34	1254	6	30	60	26,6	10	
	Control 1	114	305	2,04	-	-	0	0	28,3	10	
	Control 2	114	305	2,04	-	-	0	0	28,3	10	
	A4-1	114	305	2,04	800	4	29	57	28,3	10	
	A4-2	114	305	2,04	400	4	29	57	28,3	10	
Binici	A4-3	114	305	2,04	200	4	29	57	28,3	10	
(2003) (14)	A4-4	114	305	2,04	400	4	29	57	28,3	10	
(_000)(14)	A6	114	305	2,04	600	6	29	57	28,3	10	
	A8	114	305	2,04	600	8	29	57	28,3	10	
	B4	114	305	2,04	800	4	29	57	28,3	10	
	B6	114	305	2,04	800	6	29	57	28,3	10	
	B8	114	305	2,04	800	8	29	57	28,3	10	



(3.31)

(3.32)

$$V_{R, CPRF} = \left(\frac{1}{4} \cdot \sqrt{f'_{c}} \cdot u_{1} \cdot d\right) + \left(\frac{d}{s_{r}} \cdot A_{PRFC} \cdot f_{PRFC}\right)$$
(3.29)
ACI 318:2008 [2]

$$V_{R,CPRF} = 0.75.V_{R,c} + \left(1.5.\frac{a}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC}\right)$$

Eurocode 2 [3] (3.30)

$$V_{R,CPRF} = 0.75.V_{R,c} + \left(1.5.\frac{d}{s_r}.A_{PRFC}.f_{PRFC}\right)$$

ABNT NBR 6118 [4]

 $V_{R,CPRF} = 1,0.V_{R,c} + (A_{PRFC}\sigma_{PRFC}(\Psi))$ Model Code 2010 [5]

4. Análise da aplicação das normas

Inicialmente, será apresentado um banco de dados, formado pelos resultados experimentais de 39 lajes de pesquisas de reforço à punção com mantas de PRFC na técnica *stitch*. São componentes da base de dados, 28 lajes ensaiadas por Sissakis (2002) [1] e 11, por Binici (2003) [14].

Com relação ao esquema de ensaio, todas as lajes foram submetidas a carregamento simétrico, que simula a situação de pilares internos de um edifício, sem a atuação de momentos fletores. Para as lajes do banco de dados, a resistência à compressão do concreto (f_c), varia entre 26,6 e 42,6 MPa e a taxa de

armadura de flexão (ρ) varia entre 1,50 e 2,34. A relação entre o espaçamento entre camadas de reforço e a altura útil da laje (s/d) é de 0,5 ou 0,75. A Tabela 1 e a Figura 14, trazem as características gerais dos ensaios das lajes.

A análise dos resultados será realizada sempre para a razão entre as cargas de ruína obtidas nos ensaios e as forças resistentes calculadas, *Vexp/VNorma*. A carga *Vexp* corresponde ao esforço último de punção medido em laboratório e a força *VNorma* é o valor de resistência, de acordo com os critérios normativos em estudo.

Na determinação das cargas de ruptura pelas normas, nenhum coeficiente de minoração de resistência dos materiais ou de majoração da solicitação foi utilizado. As fórmulas estão apresentadas nos itens 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4 com as adaptações descritas em 3.5. Para o ACI 318 [2], foram utilizadas as recomendações de dimensionamento de armaduras de cisalhamento do tipo *studs*, por considerar melhores condições de ancoragem em relação às armaduras do tipo estribo, também previstas pela norma.

As equações do CEB-FIP Model Code 2010 [5] levam em consideração o critério de ruína das lajes pelo valor característico. Para que a avaliação dessa norma possa ter equivalência com as considerações estabelecidas para as demais, as Equação 3.15 e 3.16 serão substituídas pelas Equação 4.1 e 4.2, as quais, segundo Fernández Ruiz e Muttoni (2009) [15], levam em consideração o valor característico do critério de ruína das lajes.





dada pela Equações 2.29, 2.30, 2.31 e 2.32 apresentadas no Capítulo 2.6. Para os demais materiais, tomaram-se as propriedades pelos valores médios experimentais.

A Figura 15 e a **Tabela 3** representam a relação entre as cargas experimentais e as previstas pelas normas.

Observa-se que a ABNT NBR 6118 [4] foi a norma cuja relação

Vexp/VNorma mais se aproxima da unidade além de apresentar o menor Coeficiente de Variação, o que pode ser percebido na dispersão dos pontos ao longo da reta de coeficiente um (Figura 15(c)). Utilizando as estimativas do ACI 318 obtém-se uma média da relação V_{exp}/V_{ACI} igual a 2,05 e coeficiente de variação - COV de 0,20. O Eurocode 2 [3] também teve seus resultados

Tabela 3 – Relação entre os resultados experimentais e os das normas											
Autor	Laje	V _{exp} (kN)	Superfície de ruptura	ACI 3 V _{exp} / F V _{ACI}	18:2008 Ruptura ACI	Eurococ V _{exp} / I V _{EC02}	de 2:2004 Ruptura EC02	NBR 61 V _{exp} / R V _{NBR}	18:2007 Ruptura NBR	Model Co V _{exp} / R V _{MC10}	ode (2010) Ruptura NBR
	Control 1	575	-	1,72	-	1,44	-	1,25	-	1,58	-
	A 4'	632	out	2,12	out	1,75	out	1,28	out	1,48	in
	Control 2	439	-	1,43	-	1,16	-	1,01	-	1,28	-
	A3'	591	out	2,16	out	1,73	out	1,27	out	1,57	in
	B3'	659	in	2,25	out	1,35	out	1,04	out	1,65	in
	B4'	638	out	2,18	out	1,31	out	1,01	out	1,60	in
	C3'	612	in	1,69	out	1,23	out	0,94	out	1,47	in
	C4'	673	out	1,85	out	1,35	out	1,04	out	1,62	in
	D3'	550	in	1,52	out	1,61	out	1,18	out	1,32	in
	D4'	605	in	1,67	out	1,77	out	1,30	out	1,45	in
	Control 3	476	-	1,58	-	1,16	-	0,95	-	1,27	-
	A3	646	in	2,85	out	1,74	out	1,21	out	1,62	in
	A5	671	out	2,18	out	1,81	out	1,26	out	1,59	in
Sissakis (2002) (1)	B3	744	out	3,04	out	1,46	out	1,06	out	1,83	in
	B5	791	out	2,42	out	1,50	out	1,09	out	1,89	in
	C3	775	in	2,61	out	1,43	out	1,05	out	1,85	in
	C5	858	out	2,08	out	1,59	out	1,16	out	1,92	in
	D3	616	in	2,07	out	1,66	out	1,15	out	1,47	in
	D5	617	in	1,50	out	1,67	out	1,16	out	1,48	in
	Control 4	479	-	1,81	-	1,28	-	1,05	-	1,42	-
	A4	595	in	2,53	out	1,75	out	1,22	out	1,62	in
	A6	631	in	2,06	out	1,86	out	1,29	out	1,64	in
	B4	701	out	2,79	out	1,45	out	1,05	out	1,90	in
	B6	791	out	2,45	out	1,63	out	1,19	out	2,05	in
	C4	781	out	2,51	out	1,58	out	1,15	out	2,02	in
	C6	872	out	2,11	out	1,76	out	1,28	out	2,12	in
	D4	634	in	2,04	out	1,87	out	1,30	out	1,66	in
	D6	639	in	1,55	out	1,88	out	1,31	out	1,56	in
	Control 1	494	-	1,46	-	1,18	-	1,00	-	1,44	-
	Control 2	510	-	1,51	-	1,22	-	1,03	-	1,49	-
	A4-1	595	in/out	2,11	out	1,13	out	0,86	out	1,41	in
	A4-2	668	out	2,37	out	1,27	out	0,97	out	1,78	in
	A4-3	618	in	2,20	out	1,27	out	1,13	out	1,73	in
Binici	A4-4	600	in	2,13	out	1,14	out	0,87	out	1,60	in
(2003) (14)	A6	721	out	2,07	out	1,37	out	1,05	out	1,82	in
	A8	744	out	1,80	out	1,41	out	1,08	out	1,88	in
	B4	756	out	2,24	out	1.66	out	1,25	out	1,79	in
	Bó	752	out	1,74	out	1,65	out	1,24	out	1,78	in
	B8	778	out	1,48	out	1.70	out	1.28	out	1.84	in
			Média COV	2, 0,	05 20	1, 0,	51 16	1, 0,	13 11	1,0 0,	65 13

out – posição da superfície de ruptura fora da região da armadura de cisalhamento;

Obs: todas as lajes de referência romperam por punção.



adequados, com a relação média V_u/V_{EC2} de 1,51 e COV, 0,16. Os resultados do Model Code foram ligeiramente mais conservadores que os do Eurocode 2 [3], com relação V_{exp}/V_{EC2} igual a 1,65 e COV de 0,13.

Para análise da dispersão dos resultados, além das médias das relações *Vexp/VNorma*, utilizou-se a análise da mediana, a qual representa a medida de uma tendência central e possui a vantagem em relação à média de ser menos sensível a valores extremos da amostra. A Figura 16 mostra os Diagramas de Caixa, os quais trazem dois retângulos que representam quartis das amostras. Os quartis são valores na escala que dividem o conjunto de dados em quatro partes, todas elas com o mesmo número de observações.

O retângulo mais claro de cada amostra na Figura 16 representa o espaço entre o quartil inferior e a mediana. O retângulo mais escuro, representa a diferença entre a mediana e o quartil superior. Esses retângulos, em conjunto, representam a faixa dos 50% dos valores mais típicos da distribuição. As linhas acima e abaixo dos retângulos compõem os outros dois quartis.

Por essa análise torna-se ainda mais evidente a forte correlação ABNT NBR 6118 [4], com menor dispersão dos dados em relação à mediana. O ACI 318 [2], além de ser a norma com a média

Tabela 4 - Escala de demérito (adaptada de Collins (2001) (16))									
V_{exp}/V_{calc}	Nota	Classificação							
<0,5	10	Extremamente perigosa							
(0,50 - 0,85)	5	Perigosa							
(0,95 - 1,15)	0	Segurança apropriada							
(1,15 - 2,00)	(1,15 - 2,00) 1 Conservadora								
≥2	2	Extremamente conservadora							

Vexp/VNorma mais conservadora, foi a que apresentou a maior dispersão dos dados em relação à mediana.

Para avaliação do nível de conservadorismo, utilizou-se uma adaptação a partir do critério de penalidade proposto por Collins (2001) [16], o *Demerit Points Classification -DPC*, o qual considera o quociente entre a resistência à punção registrada experimentalmente e prevista segundo os códigos de projeto, *Vexp/VNorma*.

Collins (2001) [16] considera aspectos de segurança, de precisão e de economia e classifica os diferentes procedimentos de dimensionamento em termos de uma escala de demérito. Uma nota é atribuída para cada faixa da relação V_{exp}/V_{Norma} . Essa nota tem como base a ideia de que uma relação $V_{exp}/V_{Norma} < 0.5$ é mais danosa em termos de segurança que a relação $V_{exp}/V_{Norma} > 2,0$. Contudo, de acordo com o *DPC*, valores extremamente conservativos, por serem antieconômicos, também devem ser penalizados. A Tabela 4 mostra os critérios de penalidade:

O *DPC* de cada modelo de cálculo é obtido pela soma dos produtos das porcentagens dos valores *Vexp/VNorma* existentes em cada intervalo, pela sua nota correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o processo normativo. A Tabela 5 e a Figura 17 trazem a avaliação da escala de demérito para as normas avaliadas.

Pelo Critério de demérito, a norma que melhor se adequou à aplicação sugerida nesta pesquisa foi a ABNT NBR 6118 [4], a qual apresentou o menor valor de demérito, 35, com predominância de resultados nas faixas de *Segurança Apropriada* e *Conservadora*.

O Eurocode 2 [3], o ACI 318 [2] e o Model Code 2010 [5] também tiveram resultados a favor da segurança, contudo, foram penalizadas por possuírem valores predominantemente nas fai-

Tabela 5 - Avaliação da escala de demérito											
Status (DPC)	Peso	ACI		EC2		NBR6118		MC2010			
		Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC	Ocorrência	DPC		
Extremamente perigosa	10	0	0	0	0	0	0	0	0		
Perigosa	5	0	0	0	0	3	15	0	0		
Segurança apropriada	0	0	0	2	0	17	0	0	0		
Conservadora	1	15	15	37	37	19	19	36	36		
Extremamente conservadora	2	24	48	0	0	0	0	3	6		
Demérito		63		37		34		42			
Média		2,05		1,51		1,13		1,65			
Coeficiente de variação (COV)		0,20		0,16		0,11		0,13			



xas *Conservadora* e *Extremamente Conservadora*. Nesse caso, o ACI 318 (2011) foi a mais penalizada entre as normas e, consequentemente a que obteve o pior desempenho de acordo com o critério adotado.

Todas as normas, no entanto, apresentaram problemas na determinação da posição da superfície de ruptura. Este fato é evidenciado no gráfico da Figura 18, pelo qual, os percentuais de acerto variam entre 45,45% (Model Code 2010 [5]) até 57,58% (NBR 6118) [4].

Isso ocorre devido a uma forte tendência de três, das quatro normas, em estimar a ruptura das lajes como fora da região reforçada (*out*) ao cisalhamento. As normas ACI 318 [2], Eurocode:2002 e NBR 6118 [4] apontaram predominantemente a ruptura tipo *out*. Ao contrário das demais, o Model Code 2010 [5] mostrou ruptura dentro da região reforçada (in).

5. Conclusão

Este artigo trata de uma recente técnica de reforço de lajes lisas contra o fenômeno da punção, para a qual, utilizam-se mantas de PRFC como elemento resistente ao cisalhamento. No trabalho, comparou- se a aplicação de normas consagradas no meio técnico com os resultados experimentais de 39 lajes que simulam a região próxima aos pilares internos de um edifício e sem a atuação de momentos fletores. Todas as normas avaliadas neste artigo são aplicáveis ao cálculo de armadura de cisalhamento de lajes e não se destinam especificamente ao tipo de reforço informado.

De um modo geral, a adoção do limite de deformação máxima para o reforço de cisalhamento de 0,004 (ACI 440.2R [6]) mostrou-se adequado como complemento de três das quatro normas avaliadas - Eurocode 2 [3], ACI 318 [2] e Model Code 2010 [5] - as quais apresentaram segurança adequada, tendência conservadora e valores da relação Vexp/VNorma bastante representativos nas regiões *Conservadora* e *Extremamente Conservadora*.

Para a NBR 6118 [4], apesar do menor valor segundo o critério de demérito adotado e da predominância de resultados na faixa de *Segurança Apropriada* e *Conservadora*, verificou-se que 12,8% dos valores das relações Vexp/VNorma ficaram abaixo de 1,0 o que não viabiliza a aplicação imediata da norma.

Os resultados mais conservadores e com maior dispersão foram



do ACI 318 [2]. Esse fato é consequência da não consideração na formulação dessa norma de fatores importantes como a taxa de armadura de flexão (ρ) e do parâmetro size effect, o qual correlaciona a redução da tensão resistente com o aumento da altura útil. O Eurocode 2 [3] e a NBR 6118 [4] são normas que, por serem concebidas de uma mesma origem, tendem a apresentar resultados parecidos. Entretanto, para as lajes avaliadas, a NBR 6118 [4] apresenta resultados inferiores aos do Eurocode 2 [3], devido à não consideração pela norma brasileira das limitações da taxa de armadura de flexão e do size effect. Além disso, a norma brasileira considera um afastamento superior ao da referência europeia da posição da superfície de ruptura, u_{out} , em relação à última camada de reforço. As duas normas, Eurocode 2 [3] e NBR 6118 [4], também não avaliaram de maneira satisfatória a posição da superfície de ruptura, fato atribuído a uma forte tendência de ambas em estimar ruptura como fora da região reforçada ao cisalhamento. Para esse caso, sugere-se alterações na formulação, sobretudo de modo a reduzir a componente do reforço (VR, PRFC) na verificação da punção dentro da região reforçada, o que pode ser conseguido com a redução do valor limite de deformação no reforço que, neste artigo, foi considerado 0,004 (ACI 440.2R [6]).

O Model Code 2010 [5] diferencia-se das demais normas pelo critério de ruína semi-empírico adotado. Este método tem demonstrado bons resultados em pesquisas de armadura de cisalhamento e, para o presente trabalho, também apresentou desempenho satisfatório de segurança e nível de dispersão.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e a CAPES pelo apoio financeiro em todas as etapas desta pesquisa.

7. Referências bibliográficas

[01] SISSAKIS. K.;Strengthening concrete slabs for punching shear with CFRP laminates. M. A. Sc. Thesis, University of Toronto, Toronto, Canadá, 2002, 226p. G. S. SANTOS | W. G. NICÁCIO | A. W. LIMA | G. S. S. A. MELO

- [02] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [03] Eurocode 2, Design of Concrete Structures Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [04] ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [05] CEB-FIP (2010). Model Code 2010: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011. (This final draft has not been published).
- [06] ACI Committee 440.2R (2008). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [07] Hassanzadeh, G. and Sundqvist, H. (1998). Strengthening of Bridge Slabs on Columns.Nordic Concrete Research, The Nordic Concrete Federation, Publicação nº 21, paper nº 2.
- [08] WIDIANTO, M. S. E. Rehabilitation of Reinforced Concrete Slab-column Connectionsfor Two-way Shear, Tese de Doutorado, The University of Texas at Austin, 2006.
- [09] GHALI, A., M.A. SARGIOUS, e A. HUIZER, Vertical prestressing of flat plates around columns, 1974. ACI Special Publication SP-42, Shear in Reinforced Concrete. p. 905-920
- [10] CARVALHO. J. S. de. Lajes Cogumelo de Concreto Armado Reforçadas ao Puncionamento com Parafusos de Alta Resistência. Dissertação de Mestrado. Publicação E. DM 002A/2001. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 168p.
- [11] FERNÁNDEZ RUIZ, M.,MUTTONI, A. e KUNZ, J.Strengthening of Flat Slabs Against Punching ShearUsing Post-Installed Shear Reinforcement,ACI Structural Journal, V. 107, July-Aug. 2010,pp. 434-442.
- [12] MUTTONI, A., Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, ACI Structural Journal, vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- [13] PRIESTLEY, M. J. N. SEIBLE, F. CALVI, M. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley e Sons, USA, 1996, 705 p.
- [14] BINICI, B., Punching shear strengthening of reinforced concrete slabs using fiber reinforced polymers.PhD thesis, University of Texas at Austin, USA, 2003, 284p.
- [15] FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A., Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, vol. 106, 2009, pp. 485-494.
- [16] COLLINS, M.P. (2001). Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete

Análise da influência das cinzas do bagaço de cana-de-açúcar no comportamento mecânico de concretos





Z. L. M. SAMPAIO a zodinio@hotmail.com

P. A. B. F. SOUZA a paulo.alysson@ig.com.br

B. G. GOUVEIA ^a dedeguida@hotmail.com

Abstract

Concrete is the second most consumed product in the world and the incorporation of agro-industrial waste to this material, such as Sugar Cane Bagasse Ash (SBA), can provide solutions for the utilization of by-products from other industries, thus reducing the environmental impact. The main objective of this paper was to analyze the mechanical behavior of concrete containing SBA from three different species of cane sugar (SP911049, SP816949 and RB92579) by testing consistency,voids, absorption, porosity and compressive strength. Were produced 13 specimens of standard concrete and for each SBA content (10%, 20% and 30%) of the three varieties collected, totaling 130 samples of concrete. We employed a mix proportion 1:2:3 (cement: sand: gravel) over the mass of cement with a water / cement ratio of 0.532 and 1% Tec Mult 400 Additive also based on the weight of cement. The results showed that the variety of cane sugar, used in the production the SBA, influenced the mechanical behavior of the resulting concrete. All concrete with addition of SBA showed a reduction of at least 10% in the properties related to permeability and an increase in compressive strength of up to 20% compared to standard concrete after 28 days. The use of the SBA addition the concrete proved to be a very feasible option in improving the mechanical properties of concrete for use in normal constructions and also an appropriate destination to the agro-industrial by-product.

Keywords: concrete; bagasse ash from sugar cane; variety of sugar cane; sugarcane industry.

Resumo

O concreto é o segundo produto mais consumido no mundo e a incorporação de resíduos agroindustriais, tais como a Cinza do Bagaço da Canade-açúcar (CBC), a este material pode apresentar soluções para o aproveitamento de subprodutos de outros setores, reduzindo assim o impacto ambiental. O objetivo principal deste trabalho foi de analisar o comportamento mecânico dos concretos contendo incorporações de CBC de três diferentes espécies de cana-de-açúcar (SP911049, RB92579 e SP816949), mediante ensaios de consistência, índice de vazios, absorção, porosidade total e resistência à compressão. Foram produzidos 13 corpos de prova para o concreto padrão e para cada teor de incorporação de CBC (10%, 20% e 30%) das três variedades coletadas, totalizando 130 amostras de concreto. Foi empregado o traço 1:2:3 (cimento:areia:brita) em relação à massa do cimento com um fator água/cimento de 0,532 e 1% de aditivo Tec Mult 400 também baseado na massa do cimento. Os resultados mostraram que a variedade da cana-de-açúcar, utilizada na produção das CBC, influenciou no comportamento mecânico dos concretos resultantes. Todos os concretos com adição de CBC apresentaram uma redução de no mínimo 10% nas propriedades relacionadas à permeabilidade e um incremento na resistência à compressão de até 20% em relação ao concreto padrão aos 28 dias. O uso da CBC em adição ao concreto se mostrou uma opção bastante viável na melhoria das propriedades mecânicas do concreto para uso em construção civil em geral e também uma destinação adequada ao subproduto agro-industrial.

Palavras-chave: concretos; cinza do bagaço de cana-de-açúcar; variedade de cana-de-açúcar; indústria sucroalcooleira.

^a Departamento de Engenharia Civil, UFRN, Natal, RN, Brasil.

Received: 14 Nov 2012 • Accepted: 7 Jul 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

1. Introduction

In recent decades we noticed a gradual increase in disposal of different wastes in the environment, as well as problems arising from the shortage of natural raw materials in the civil construction business. These factors have encouraged the development of research in universities, academic centers, institutes and companies in search of specific alternatives to the use of industrial waste as new materials in an attempt to reduce their environmental impact. The research aimed at providing the use of some byproducts, such as ground blast furnace slag and silica fume in concrete, turned this waste into commercially valuable materials. Especially for the efficient use of these residues as well as their combinations, which produce concrete with improved characteristics (NEVILLE, [1]).

In the same vein, new economically viable mineral additions have been researched, in which there may be mentioned the rice husk ash (CCA) and sugarcane bagasse ash (SBA), among others (PRUDÊNCIO JR. ET AL. [2]).

During the production of sugar and alcohol, sugarcane bagasse resulting from the extraction of juice from sugarcane by milling process is generated as a byproduct. Bagasse has been harnessed as an energy source, because about 95% of this biomass is burned in boilers for steam generation in sugar and ethanol production, and generating a new residue, which is SBA (PAULA, ET AL. [3]).

According to FIESP/CIESP [4], for every 250 kg of burnt bagasse there is a production of about 6 kg of residual ash (0.7% of sugarcane weight). Normally, these ashes are used as fertilizers (manure) in their own sugarcane cultivation, however, due to the lack of nutrients, they are often discarded in nature without an appropriate destination (CORDEIRO [5]).

The ash has as main chemical silica (SO_2) , typically in amounts up to 60% in mass (CORDEIRO [5]). By controlling the firing conditions, it is possible to keep the silica contained in the bagasse in an amorphous state, which is the main feature that enables the use of this waste as *pozzolana*. The high silicon (Si) content in SBA is absorbed from the soil by the roots of sugarcane in the form of monosilicic acid (H₄SiO₄). Subsequently, transpiration of the plant (water outlet), the silicon is retained on the outer wall of the cells of the epidermis in the form of silica gel (BORJA [6]).

The main studies on the subject are focused on the CCA that usually presents levels of silicate (SiO_2) above 90% (JOHN ET AL.[7]), however, other studies have demonstrated that the SBA may have equal potential for using only requiring further study. The use of SBA residue could allow not only technical advantages, as well as social benefits related to the reduction of discharges of waste into the environment which, in a sense, encourages innovation in research that verifies the potential of these materials.

Paula et al. [3] showed in a study that SBA is a viable mineral addition cement source, depending on silica characteristics. In the case of the abovementioned study, silica (SiO_2) found in SBA (at levels of 84%), performed both in the amorphous phase and the crystalline phases of cristobalite and quartz. The mortars produced with higher SBA levels were more porous, with greater water absorption and the pozzolanic activity indexes have confirmed SBA reactivity. The results of compression tests at 28 days showed the feasibility of replacing up to 20% of cement by this material without prejudice to its strength.

Martins and Machado [8] used SBA in substitution of the sand in the production of concrete and found maximum strength values at 28 days with 20% of SBA replacement regarding the mass of cement.

Cordeiro et al. [9] studied the behavior of the SBA as a mineral mixture in conventional and high-performance concrete with a water/cement ratio of 0.60 and 0.35, respectively. Substitutions of 0%, 10%, 15% and 20% of cement by SBA were used. The concrete with ash showed better performance in rheological tests and plastic viscosity was not significantly changed by the SBA. The concrete with SBA showed the best results in tests of permeability of chloride ion.

Nunes et al. [10] studied concretes with addition of SBA to replace Portland cement, in which there was replacement of up to 13% of cement by ash. They have obtained a large increase in the compressive strength, in which the highest value was indicated by the replacement of 7% of ash.

However, Santos [11] warns that even with the advantages mentioned, which are derived from the use of pozzolanas with Portland cement, the use of the material also has some disadvantages. A good example is the requirement of the use of water-reducing additives due to the increase in water demand in the mixtures and the need for appropriate cure for the pozzolanic reaction occurs in its fullness, as in the case of fly ash. Furthermore, by replacing part of pozzolan cement, concrete shall have lower initial strength, due to the slower pozzolanic reactions.

In Brazil, the use of SBA in the concrete becomes extremely important, since the country is among the world's largest producers of sugarcane with numerous varieties. According to MAPA [12], the projections for agribusiness in 2008/2009 to 2018/2019, the sugarcane area planted in Brazil is expected to increase to 6.0 million hectares, also increasing the varieties of sugarcane (Figure 1) and the amount of waste.

This paper focuses on analyzing the mechanical behavior of concrete with the SBA addition of three distinct varieties of sugarcane in Portland cement. Therefore, real specific and single mass, Xray fluorescence (XRF), X-ray diffraction (XRD), granulometry and pozzolanic activity of the ashes tests were carried out. In concrete, the analysis was based on tests in consistency, voids content, absorption, porosity and compressive strength at 7 and 28 days



IBRACON Structures and Materials Journal • 2014 • vol. 7 • nº 3

2. Materials and experimental program

For this study, laboratory tests were made with concrete in the mix proportion 1:2:3 (cement:sand:gravel), for a water to cement ratio of 0.53 by adding, for the cement weight, one percent (1%) of superplasticizer additive TecMult 400. It is worth noting that we used the abovementioned ratio because it is a trait widely used in construction because it is simple to implement and provides a concrete with good quality.

The type of cement used in concrete production of this research was the CP II Z 32 RS, originated from a single production batch. We adopted the cement in question, because it is a widely used type in the civil construction works in general. Then the standardized tests for Portland cement were performed, according to ABNT to analyze physical and chemical characteristics of the standard mortars, such as early handling, expansion, fineness, strength, specific mass tests.

Aggregates (sand and gravel) were tested for specific mass (NBR NM 52 [13] and NBR NM 53 [14]), unit mass (NBR NM 45 [15]) and particle size distribution (NBR NM 248 [16]). In the production of concrete, drinking water derived from public distribution by the Company for Water and Sewage of Rio Grande do Norte (CAERN) was used.

The additives are substances added to the concrete mixture targeting two main objectives: increasing the qualities of concrete and/or decreasing their weaknesses. The superplasticizer TecMult 400 was used, dark brown, pH 7.5 +/- 1.0 and specific mass 1.205 \pm 0.02 g/cm³, in order to keep the suitable workability of concrete. SBA of species SP911049, RB92579 and SP816949 from the municipality of Pureza – Rio Grande do Norte (coordinates 217488.237 E, 9,392,890.759 N - AREA 25, according to DATUM SIRGAS 2000). It is important to highlight that abbreviations before the reference numbers of varieties of SBA refer to the place of origin in the case SP – "São Paulo" and RB – "Republic of Brazil". For purposes of feasibility, in this work we chose to use SBA in the most natural way, i.e., with less treatment as possible in order to allow its use in large-scale.

SBA were collected randomly at the dump place of the boiler, after firing at 900 °C sugarcane bagasse and stored separately in plastic buckets. The agro-industrial characteristics of the collected varieties can be viewed in Table 1. The samples underwent a superficial observation, to verify color and uniformity, however, no substantial differences were observed with respect to these characteristics. Furthermore, a prior sieving with a sieve of mesh (#) 1.2 mm was done, to obtain uniform particles and eliminate possible impurities. Next, they were deposited in an oven for three days, with a temperature of 105 °C, in order to eliminate their moisture. Subsequently, particle size (NBR NM 248 [16]), real specific mass (NBR NM 52 [13]), unit specific mass (NBR NM 45 [15]) and pozzolanicity with Portland cement were performed (NBR 5752 [17]). Importantly, CP II E 32 cement was used in the test for pozzolanic activity, since the standard does not allow the use of cements containing pozzolana in their constitution. In addition, tests of X-ray fluorescence (FRX) and X-ray diffraction (DRX) were performed.

Range	Parentals	Agro-industrial features						
SP 911049	SP80-3328 X SP 701143	 Earliness and high sucrose content, being recommended for the beginning of harvest More productive than RB72454 in harsh production environments; Semi upright habit with average fiber content; It flowers a little, but dries out; Resistant to major diseases and pests, considered as intermediate susceptibility to coc and leafhopper. 						
RB92579	RB75126 X RB72199	 Excellent agricultural productivity, good tillering, good closing of the row, great sprouting of ratoons, ensuring longevity of sugarcane plantations; Semi erect, with great harvestability; Good recovery after drought; Responsive to irrigation and very efficient in water use; Efficiency in the use of major nutrients; Great sucrose content, average maturity, recommended for collection from the middle to the end of harvest; Low flowering; Tolerant regarding the attack of common wireworm, resistant to brown rust and leaf scald and moderately resistant to soot; Absence of yellow pest. 						
SP816949	-	 Good sprouting with late maturing; Good yield of mechanical harvesting and transporting; Good sprouting of ratoons, but it has some restraint, it is liable to some fungal diseases and it does not require the best soils. 						

Table 2 - Concrete formulation											
Concrete	Type of SBA	Mix proportion of concrete	Mix proportion of concrete (Kg)	Mix proportion of concrete (L)	Water to cement ratio	Additive content (%)	SBA content (%)				
CP	-	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	0				
CA10%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	10				
CA20%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	20				
CA30%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	30				
CB10%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	10				
CB20%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	20				
CB30%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	30				
CC10%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	10				
CC20%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	20				
CC30%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2.71:6.15:8.9	0.53	1	30				
		Approximated	total volume of conc	rete by mix propo	rtion 22,1 Liter	rs					
	Ca	ption									
	CP	- Standard Conc	rete with 0% of ash	CB20% - Conc	crete with 20% of	ash B					
	C	A10% - Concrete	with 10% of ash A	CB30% - Conc	crete with 30% of	ash B					
	C	A20% - Concrete	with 20% of ash A	CC10% - Conc	crete with 10% of	ash C					
	C	B10% - Concrete	with 10% of ash B	CC20% - Conc	crete with 20% of	ash C					
	C	A30% – Concrete	with 30% of ash A	CC30% - Conc	crete with 30% of	ash C					

In the production of concrete SBA with contents of 10, 20 and 30% regarding the weight of the cement for each variety were added to the Portland cement. The ratio used was based on previous tests and the studies of some authors who investigated the SBA (Paula et al., [3]; Martins e Machado [8]; Cordeiro et al., [9]). The mix proportion used in the production of concrete are shown in Table 2. The mixture was carried out through a mixer with inclined shaft with a nominal capacity of 120 liters and the sequence of introduction of the materials in the mixer followed the order:

a) With the mixer turned on, half of the kneading water was put up previously with the additive; b) All the amount of gravel was put up; c) The cement was added (In the production of concrete containing SBA, they were premixed with cement); d) The sand was placed; e) The remaining water was added; f) After all materials are placed in the mixer, this remained in motion for 5 minutes; g) the fresh concrete was discharged directly into the wheelbarrow, previously lubricated with water, so it does not absorb kneading water;

In fresh concrete only the slump test was carried out according to NBR NM 67 [18].

In order to meet the tests a total of 13 cylindrical sample parts of 10 cm in diameter and 20 cm in height for each addition of SBA and the standard concrete were made, totaling 130 samples. With six for testing the compressive strength at 7 and 28 days, 3 for absorption by immersion, voids, porosity and real specific mass tests. The 4 remaining specimens were considered as extras.

After 24 hours at rest the samples were dismantled and subjected to curing process by immersion (NBR 5738 [19]) from 7 to 28 days, due to the type of test. After 28 days of moist curing, testing for absorption by immersion, voids, porosity and specific mass were performed according to NBR 9778 [20] for each dash manufactured. The compressive strength test was performed at 7 and 28 days, according to the prescription of standard NBR 5739 [21]. Speci-

mens previously undergone a process of capping with sulfur in order to regulate the loading surface of the samples and ensure greater reliability in the test results.

3. Results and discussions

3.1 Cement

The fineness of the cement was found to be 2.6% and with water cement factor of 0.338 a paste of normal consistency was obtained, within the parameters prescribed by the standard. The





setting process started two hours after the beginning of the test, the expansion was 1 mm and the strength at 28 days was 33 MPa. The values obtained in the characterization of cement met the specifications of standards for Portland cement type CP II 32 Z RS.

3.2 Aggregates

According to the particle size distribution shown in Figure 2 a fineness modulus of 2.71 and a maximum diameter of 4.8 mm were obtained and classified this as medium sand. The real specific and unit mass found was 2.61 kg/dm³ and 1.46 kg/dm³ respectively.

With the particle size distribution of Figure 3, it was possible to classify the gravel as 19 mm with a fineness modulus of 6.73. The specific mass was 2.71 kg/dm^3 and the unit was 1.55 kg/dm^3 .

Importantly, the results obtained from tests for characterization of aggregates complied fully with the standards and are considered satisfactory for the production of good quality concrete.





3.3 Ashes of bagasse from sugarcane (SBA)

The granulometric composition of the ash proved very similar to each other, as shown by Figures 4, 5 and 6. However, the ash B showed fineness modulus 8% lower in comparison with other varieties. All of them had a maximum diameter of 1.2 mm, as shown in Table 3.

In grading curve a certain discontinuity for all varieties of ash was noticed, this fact may have been the result of incomplete combustion of bagasse. However, it was observed that in a comprehensive manner the ashes used in this study had very similar fine particle sizes.

3.4 Real specific mass and unit mass of SBA

The results presented in Table 3 show that although the ash B has presented a slightly higher real specific mass than ash C, the unit mass of this last one was lower compared to the others; therefore, it is lighter. The ash B showed a real specific mass approximately



Table 3 – Particle size characteristics and specific masses of ash varieties							
	Ash A	Ash B	Ash C				
Maximum diameter (mm)	1.2	1.2	1.2				
Fineness modulus	1.25	1.15	1.26				
Unit mass (kg/dm³)	0.75	0.85	0.66				
Real specific mass (kg/dm³)	2.30	2.42	2.33				

Table 4 - Chemical composition of SBA by XRF (equivalent oxide)

Oxides	Percentages (%)						
	Ash A	Ash B	Ash C				
SiO ₂	48.174	47.566	50.013				
K ₂ O	20.626	20.345	14.831				
Al ₂ O ₃	7.848	9.741	8.301				
CaO	7.105	5.811	5.919				
MgO	7.039	6.731	5.548				
P_2O_5	4.101	4.455	2.463				
SO3	3.399	3.118	5.522				
Fe ₂ O ₃	1.462	1.476	1.961				
MnO	0.107	0.125	0.233				
TiO ₂	-	0.488	0.581				
ZrO ₂	0.067	0.069	0.036				
ZnO	0.029	0.022	0.047				

5% higher than the ash A and C and a unit mass 13% higher than C and 29% higher than ash A.

Similar values in the table were found by Lima et al. [22] in their studies with SBA.

3.5 X-ray fluorescence of the SBA

According to Table 4, it is noted that SiO_2 is the predominant compound of ashes, with levels of about 50% of the mass of the sample, followed by K₂O with contents in the range of 20%. The oxides AI_2O_3 , CaO, MgO, P_2O_5 , SO₃ and Fe_2O_3 represent about 30% of the ashes. Impurities still were observed as ZnO, MnO and ZrO₂ with levels below 1%. It is noteworthy that the chemical composition of bagasse ash can vary depending on the type of sugarcane cultivation, fertilizers and herbicides, and natural factors such as climate, soil and water (CORDEIRO [5]).

The percentage of silica, obtained in the test in question was below of those found in the literature (BORJA, et al. [6]). This fact can be explained by the harvest method of sugarcane. The company responsible for the SBA says that the manual method is used, which decreases by about 20% the amount of sand (SiO₂) mixed with sugarcane. Above average levels of potassium oxide in all varieties were found, this fact may have been caused by the use of potash fertilizers. The other major oxides Al_2O_3 and CaO were within the range found in the literature (MARTINS, C. H.; MACHADO, P H. T. [8]; CORDEIRO, ET AL. [9]; NUNES, I.H.S. ET AL. [10]).

3.6 X-ray diffraction of the SBA

The XRD test results of the three varieties of sugarcane are shown in Figures 7, 8 e 9.

The results of chemical analysis by XRD presented in these Figures show several silica peaks in the form of quartz and cristobalite. The potassium aluminate silica was also observed in the form of microclimate, for all varieties of ashes, which agrees with the results obtained in XRF.





The halo at $2\theta = 6:18^{\circ}$ characterizes the amorphous phase of the SBA. However, the graphs obtained from this essay demonstrated that the SBA had a low reactivity due to the large amount of crystallinity peaks found in the charts. However, it is possible to observe that the ash B showed peaks of crystallinity of lower intensities if compared to the other samples. Based on the results of XRD and burning ashes temperature, it can be stated that the burning was ineffective, which resulted in a very crystalline material, i.e., slightly reactive. This suggests that the influence of the addition of SBA in concrete at different ages may be related to its lower fineness compared to sand.

3.7 Pozzolanicity of SBA

The NBR 5752 [17] standard provides that, for a material to be considered as a pozzolanic one, the compressive strength of mortars made with the material partially in replacement to Portland (PZ-free) cement shall be at least 75% of the strength of standard mortar. According to the results in Figure 10, it was concluded that the ashes analyzed in this study do not meet the requirements of pozzolanic standard, since the values have not reached the minimum that would be 24.03 MPa. The reduced pozzolanic activity of the ash can be attributed to the incomplete combustion of sugarcane bagasse, resulting in a large amount of carbon. DRX results showed a large amount of crystalline silica (SiO₂) in the form of quartz, a fact which has a direct action on the low rates of pozzolanic activity found in the essay previously mentioned.





4. Concrete

4.1 Consistency

Changes in plastic behavior of concrete are shown in Figure 11, which allows concluding that there was a decrease in the workability of concrete with the increase of SBA content concentration. The workability of the concrete CA had an abnormal behavior with the addition of 20% of SBA, in which there was a slight increase. However, the workability decreased again with the increase of SBA content, becoming 55.5% lower than that presented by the standard concrete (CP). Both CB and CC concrete showed a reduction of nearly 10% of workability compared to standard concrete with the addition of SBA in 10%. However, with the increase in the concentration of SBA





contents, CC concrete lost more workability and at 30% of incorporation was 475% lower than CP, while CB was 155% lower.

The sharp decrease in workability is justified by the fact that the SBA, for being a residue with a very fine grain size, absorbs enough water needed to maintain the consistency of the concrete, leaving this drier and, consequently, less workable. Nevertheless, the values still fit the acceptable range for the standard NBR 6118 [23].

4.2 Compressive strength

The specimens related to compressive strength test were severed at 7 and 28 days and the results are shown in Figure 12. The values shown in Figure are clear, concrete CA30%, although it has not shown a large increase in strength to 7 days, at 28 days showed a better performance compared to the others, reaching a compressive strength of 43.82 MPa, about 20% higher than the CP. The concrete CC20% proved to be very efficient in increasing the strength at age 7 days reaching strength of 37.07 MPa, which corresponds to nearly 17% more than CP with 31.76 MPa.



The results also showed that almost all concrete with addition of SBA exceeded the strength of the CP at 7 days, with the exception of CA10% and CA20%, which showed a strength a little below the CP. These strengths may have been reflected in a slow hydration of the constituents of SBA with Portland cement.

However, there was an improvement in these strengths at 28 days, exceeding the values of CP (36.56 MPa) with more than 5% (38.6 MPa and 39.79 respectively).

After 28 days, we observed that all material with SBA showed much more effective in terms of strength, if compared to CP with an edge at least 5%, reaching a maximum value of 20%.

By Figure 13, it is possible to verify that the strength of concrete containing SBA was increasing so that the contents of the additions were growing. The concrete with ash "A" (CA), although it has been shown to be little efficient with 10% of addition (CA10%), as mentioned before, was gaining strength with increasing levels of addition contents, even surpassing all the others with 30% of addition (CA30%). Although one can see in Figure that CB and CC had almost the same strength with 10% of addition and 30% of addition (CB10% and CC30%), however, there was a significant difference with 20% of addition (CB20% e CC20%).

The increase in strength with the addition of the SBA can be explained by "filler effect", as several bibliographies have shown (BORJA, ET AL.; CORDEIRO, G. C. [5]) and the results obtained by using the particle size of the ash corroborate this statement, since a large amount of fine particles was observed.

4.3 Real specific mass test

According to Figure 14, the addition of SBA caused an almost negligible variation in terms of real specific mass of the concrete.

4.4 Absorption, void index and total porosity

The charts set out in Figures 15, 16 and 17 have demonstrated a





reduction in void index, absorption and total porosity in relation to the CP for all levels of SBA addition.

The concrete CA10% showed a decrease of approximately 13% of the voids with respect to CP. But with increasing addition, there was a slight increase in the CA20%. On the other hand, void index decreased further in CA30%, approaching the value of CA10%. The concrete CB10% had a greater reduction in absorption, reaching to 43% less than the CP. However, this difference was being reduced with increasing levels of SBA closing with 13% of difference in CB30%. The amount of porosity in concrete CC10% was 11% lower than the CP and this difference was increasing with increased levels of SBA which



was close to be 26% smaller than the CP in concrete CC30%. The large reduction in porosity, absorption, and voids, resulting in an increase of compactness for all concretes containing SBA, can also be explained by the filler effect. This fact was expected, due to the increase in compressive strength previously presented. Table 6 shows all the results of the key properties that influence the plastic and mechanical behavior of concrete with addition of SBA obtained in this work.

In general, it can be stated that the fine grain of SBA increased water absorption in concrete. The incomplete combustion of burning at a temperature of 900 °C resulted in a decreased reactivity of the ashes, shown in pozzolanicity and DRX tests. The reduced diameter of SBA resulted in a filling of the pores of the cement matrix by the SBA grains. With the increased levels of incorporation and via the filler effect, a better compactness of the final product was obtained, making the concrete more resistant.

5. Conclusions

The analyses performed in this study demonstrated that the incorporation of the SBA in the concrete decreases the plasticity. This reduction is more significant with the increase of the levels of incorporation due to a higher amount of fines, which result in a higher water consumption.

The incorporation of the SBA in concrete increases the compressive strength of the filler effect and the increase of this strength is higher with increasing levels of addition of SBA. The concrete had a reduction of at least 10% of properties related to the permeability, and it was observed that keeping the levels of incorporation up to 30%, it is possible to increase the durability, because it decreases the total porosity, absorption, voids and increases strength.

The varieties of SBA influenced the workability and mechanical properties of concrete. There was a change in the consistency and in the strength, porosity, void index and absorption values by varying SBA types. The use of SBA in addition to the concrete was shown as a very feasible option in improving the mechanical prop-



Table 5 - Compressive strength of mortars with ashes							
Sample	Strength (MPa)	Coefficient of variation (%)	Percentage in relation to A.P (%)				
AP	32.04	5.56	_				
AA	16.13	8.26	5.34				
AB	15.15	6.33	47.28				
AC	13.96	3.58	43.57				
CAPTION: AP - st	andard mortar: AA – mortar	with ash A: AB – mortar with ash B: AC – n	portar with ash C				

erties of the concrete and it can be used in pre-molded concrete, floors and civil works in general, besides providing a suitable destination to agro-industrial by-product.

6. Special thanks

Main thanks to the following people and institutions, because without them this work would have been impossible.

To (PEC-UFRN) Graduate Studies Program in Civil Engineering for their responsiveness, technical and administrative support; To the Graduate Studies Program in Science of Materials (PPG-CEM/CCET) for the availability of equipment;

To technicians Francisco A. Braz and Sandro Andrade R. S. for their ceaseless collaboration.

7. References

- [01] NEVILLE, A. (1997) Propriedades do concreto. São Paulo: PINI. 1997.
- [02] PRUDÊNCIO Jr., et al. (2003). Cinza da casca de arroz. In: Utilização de Residuos na Construção Habitacional, coleção Habitare, v.4, Porto Alegre: ANTAC
- [03] PAULA, M. O. de; TINÔCO. I. F. F.; RODRIGUES, C. S.; SILVA, E. N. S.; SOUZA, C. F. (2009). Potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento Portland. Available in:

<http://www.scielo.br/pdf/rbeaa/v13n3/v13n03a19.pdf>. Accessed on 23 Oct. 2012.

- [04] FIESP Federação das Indústrias do Estado de São Paulo. Available in: <<http://www.www.fiesp.com.br/>> Accessed on 26 Aug. 2011.
- [05] CORDEIRO, G. C. Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.
- [06] BORJA, Edilberto Vitorino de. (2011) Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos estruturais leves autoadensáveis. Tese de Doutorado, 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- [07] JOHN, V. M.; Cincotto, M. A.; Silva, M. G. Cinza e aglomerantes alternativos. In: Freire, W. J.; Beraldo, A. L. Tecnologia e materiais alternativos de construção. Campinas: UNI-CAMP, 2003. chap.6, p.145-190.
- [08] MARTINS, C. H.; MACHADO, P H. T. Estudo da utilização da cinza do bagaço da cana-de-açucar em argamassas e concretos. In: ECMEC2010- Encontro Nacional de Materiais e Estruturas compósitas, 2010, Porto. Anais do ECMEC 2010. Porto: Editora da Universidade do Porto.
- [09] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Use of Ultra-Fine Sugar Cane Bagasse Ash as Mineral Admixture for Concrete. ACI Materials Journal, v. 105, n. 5, p. 487-493, 2008.

Table 6 - Results of the key properties that influence the mechanical behavior of concrete with addition of SBA varieties

Concrete type	Subsidence (mm)	Absorption (%)	C.V (%)	Voids index (%)	C.V (%)	Total porosity (%)	C.V (%)	Real specific mass (kg/dm³)	C.V (%)	Compressive strength at 28 days (MPa)	C.V (%)
CP	11.5	5.16	1.28	11.87	2.91	12.05	2.77	2.60	0.32	36.56	1.13
CA10%	10.5	4.58	4.49	10.47	4.14	10.96	4.85	2.55	0.13	38.60	1.23
CA20%	7	5.04	8.66	11.47	8.09	11.70	7.35	2.57	0.47	39.79	0.85
CA30%	4.5	4.55	6.22	10.40	6.00	10.67	6.38	2.55	0.47	43.82	1.95
CB10%	9	3.60	0.62	8.44	0.73	8.68	3.84	2.56	0.18	39.19	0.10
CB20%	10	4.14	1.85	9.64	1.81	10.08	1.25	2.58	0.16	40.42	1.20
CC30%	6	4.57	3.46	10.49	2.82	10.75	3.06	2.56	0.31	42.89	1.69
CC10%	10.5	4.64	3.58	10.96	3.42	10.90	2.99	2.65	0.26	38.64	0.67
CC20%	6	3.93	7.95	9.12	7.6	9.26	7.83	2.55	0.42	42.34	1.22
CC30%	2	4.07	9.38	9.40	0.42	9.55	1.79	2.55	0.03	42.93	0.58
- [10] NUNES, I.H.S.; VANDERLEI, R.D.; SECCHI, M.; ABE, M.A.P. Estudo das características físicas e químicas da cinza do bagaço de cana-de-açúcar para uso na construção. Revista Tecnológica, v. 17, p. 39-48, 2008.
- [11] SANTOS, S. Produção e Avaliação do uso de pozolana com baixo teor de carbono obtida da cinza de casca de arroz residual para concreto de alto desempenho. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006, 267p.
- [12] MAPA. Available in: Accessed on 08 Aug. 2012">http://www.unica.com.br/dadosCo-tacao/estatistica/>Accessed on 08 Aug. 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5752:2012: Materiais pozolânicos - Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corposde-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009
- [22] LIMA, S. A; SALES, A.; MORETTI, J. P.; ALMEIDA, F. C. R.; SANTOS, T. J. (2010). Caracterização de concretos confeccionados com a cinza do bagaço da cana-de-açúcar. Tema Caracterização de Materiais. CINPAR 2010 – VI Congresso Internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas. Córdoba, Argentina: 2, 3 e 4 de Jun. de 2010.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [24] AGÊNCIA EMBRAPA DE INFORMAÇÃO TECNOLÓGICA: Available in:<http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/ cana-de-acucar/arvore/CONTAG01_42_1110200717570. html> Accessed on 08 Aug. 2012.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete

Análise da influência das cinzas do bagaço de cana-de-açúcar no comportamento mecânico de concretos





Z. L. M. SAMPAIO a zodinio@hotmail.com

P. A. B. F. SOUZA a paulo.alysson@ig.com.br

B. G. GOUVEIA ^a dedeguida@hotmail.com

Abstract

Concrete is the second most consumed product in the world and the incorporation of agro-industrial waste to this material, such as Sugar Cane Bagasse Ash (SBA), can provide solutions for the utilization of by-products from other industries, thus reducing the environmental impact. The main objective of this paper was to analyze the mechanical behavior of concrete containing SBA from three different species of cane sugar (SP911049, SP816949 and RB92579) by testing consistency,voids,absorption, porosity and compressive strength. Were produced 13 specimens of standard concrete and for each SBA content (10%, 20% and 30%) of the three varieties collected, totaling 130 samples of concrete. We employed a mix proportion 1:2:3 (cement: sand: gravel) over the mass of cement with a water / cement ratio of 0.532 and 1% Tec Mult 400 Additive also based on the weight of cement. The results showed that the variety of cane sugar, used in the production the SBA, influenced the mechanical behavior of the resulting concrete. All concrete with addition of SBA showed a reduction of at least 10% in the properties related to permeability and an increase in compressive strength of up to 20% compared to standard concrete after 28 days. The use of the SBA addition the concrete proved to be a very feasible option in improving the mechanical properties of concrete for use in normal constructions and also an appropriate destination to the agro-industrial by-product.

Keywords: concrete; bagasse ash from sugar cane; variety of sugar cane; sugarcane industry.

Resumo

O concreto é o segundo produto mais consumido no mundo e a incorporação de resíduos agroindustriais, tais como a Cinza do Bagaço da Canade-açúcar (CBC), a este material pode apresentar soluções para o aproveitamento de subprodutos de outros setores, reduzindo assim o impacto ambiental. O objetivo principal deste trabalho foi de analisar o comportamento mecânico dos concretos contendo incorporações de CBC de três diferentes espécies de cana-de-açúcar (SP911049, RB92579 e SP816949), mediante ensaios de consistência, índice de vazios, absorção, porosidade total e resistência à compressão. Foram produzidos 13 corpos de prova para o concreto padrão e para cada teor de incorporação de CBC (10%, 20% e 30%) das três variedades coletadas, totalizando 130 amostras de concreto. Foi empregado o traço 1:2:3 (cimento:areia:brita) em relação à massa do cimento com um fator água/cimento de 0,532 e 1% de aditivo Tec Mult 400 também baseado na massa do cimento. Os resultados mostraram que a variedade da cana-de-açúcar, utilizada na produção das CBC, influenciou no comportamento mecânico dos concretos resultantes. Todos os concretos com adição de CBC apresentaram uma redução de no mínimo 10% nas propriedades relacionadas à permeabilidade e um incremento na resistência à compressão de até 20% em relação ao concreto padrão aos 28 dias. O uso da CBC em adição ao concreto se mostrou uma opção bastante viável na melhoria das propriedades mecânicas do concreto padrão aos 28 dias. O uso da CBC em adição e também uma destinação adequada ao subproduto agro-industrial.

Palavras-chave: concretos; cinza do bagaço de cana-de-açúcar; variedade de cana-de-açúcar; indústria sucroalcooleira.

^a Departamento de Engenharia Civil, UFRN, Natal, RN, Brasil.

Received: 14 Nov 2012 • Accepted: 7 Jul 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

1. Introdução

Nas últimas décadas notou-se um aumento gradativo de descarte de diferentes resíduos no meio ambiente, assim como problemas oriundos da escassez de matérias-primas naturais no ramo da construção civil. Tais fatores vêm impulsionando o desenvolvimento de pesquisas nas universidades, centros acadêmicos, institutos e empresas na busca de alternativas específicas para o aproveitamento de resíduos industriais, como novos materiais, na tentativa de reduzir o seu impacto ambiental.

As pesquisas que visam adequar o uso de alguns subprodutos, como a escória de alto forno moída e sílica ativa no concreto, transformaram esses resíduos em materiais de grande valor comercial. Sobretudo pela utilização eficiente desses resíduos, assim como, as suas combinações, que produzem concretos com características melhoradas (NEVILLE, [1]).

Na mesma tendência, têm-se pesquisado novas adições minerais, economicamente viáveis, nas quais se podem citar a cinza da casca de arroz (CCA) e a cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC), entre outros (PRUDÊNCIO JR. ET AL. [2]).

Durante a produção de açúcar e álcool é gerado, como subproduto, o bagaço de cana resultante da extração do caldo da cana-de-açúcar pelo processo de moagem. O bagaço tem sido aproveitado como fonte energética, pois cerca de 95% desta biomassa é queimada em caldeiras para geração de vapor na produção de açúcar e álcool gerando-se um novo resíduo, que é a CBC (PAULA, ET AL. [3]).

De acordo com a FIESP/CIESP [4], para cada 250 kg de bagaço queimado há uma produção de cerca de 6 kg de cinza residual (0,7% da massa de cana-de-açúcar). Normalmente essas cinzas são usadas como fertilizantes (adubação) nas próprias lavouras de cana, no entanto, devido à carência dos nutrientes, muitas vezes, são descartadas na natureza sem uma destinação adequada (CORDEIRO [5]).

A cinza possui como composto químico principal a sílica (SO2), em quantidades normalmente acima de 60% em massa (CORDEI-RO [5]). Controlando as condições de queima é possível manter a sílica contida no bagaço em estado amorfo, característica principal que possibilita o uso desse resíduo como pozolana. O alto teor de silício (Si) presente na CBC é absorvido do solo pelas raízes da cana-de-açúcar na forma de ácido monossilícico (H4SiO4). Posteriormente a transpiração da planta (saída de água), o silício fica retido na parede externa das células da epiderme sob a forma de sílica gel (BORJA [6]).

Os principais estudos sobre o assunto estão concentrados na CCA que, normalmente, apresenta teores de silicatos (SiO2) acima de 90% (JOHN ET AL.[7]), porém, outras pesquisas vêm demonstrando que as CBC podem ter igual potencial de utilização necessitando apenas de estudos mais aprofundados. O uso do resíduo CBC pode permitir não só vantagens técnicas, como também benefícios sociais relacionados com a redução de descartes de resíduos no meio ambiente o que, de certo modo, incentiva a inovação em pesquisas que averiguam as potencialidades desses materiais.

Paula et al., [3] mostraram em pesquisa que a CBC é uma fonte viável de adição mineral de cimentos, dependendo das características da sílica presente. No caso, da pesquisa citada, a sílica (SiO2) encontrada na CBC (em teores de 84%), apresentou-se tanto na fase amorfa quanto nas fases cristalinas de cristobalita e quartzo. As argamassas produzidas com maiores teores de CBC foram mais porosas, com maior absorção de água e os índices

de atividade pozolânica comprovaram a reatividade da CBC. Os resultados dos ensaios de compressão aos 28 dias apontaram a viabilidade de substituição de até 20% de cimento por este material sem prejuízo da resistência.

Martins e Machado [8] usaram a CBC em substituição à areia na produção de concretos e constataram valores máximos de resistência aos 28 dias com 20% de substituição da CBC em relação à massa do cimento.

Cordeiro et al., [9] estudaram o comportamento da CBC como uma mistura mineral em concretos convencionais e de alto desempenho com uma relação água/cimento de 0,60 e 0,35 respectivamente. Foram utilizadas substituições de 0%, 10%, 15% e 20% do cimento pela CBC. Os concretos com a cinza mostraram desempenho melhor nos ensaios reológicos e a viscosidade plástica não foi significativamente alterada pelo uso de CBC. O concreto com CBC apresentou os melhores resultados nos testes de permeabilidade do íon cloro.

Nunes et al., [10]pesquisaram concretos com adição de CBC em substituição ao cimento Portland, na qual houve substituição de até 13% de cimento pelas cinzas. Obtiveram um grande aumento na resistência à compressão, no qual o maior valor foi indicado pela substituição de 7% de cinza.

Entretanto, Santos [11] adverte que mesmo com as vantagens citadas, oriundas da utilização de pozolanas junto ao cimento Portland, o uso do material apresenta também algumas desvantagens. Exemplo disso é a exigência do uso de aditivos redutores de água em função do aumento da demanda de água nas misturas e a necessidade de cura adequada para que a reação pozolânica aconteça em sua plenitude, como no caso da cinza volante. Além disso, com a substituição de parte do cimento por pozolana, os concretos passam a ter menores resistências iniciais, em função das reações pozolânicas serem mais lentas.

No Brasil, a utilização do CBC nos concretos torna-se extremamente relevante, já que o país é um dos maiores produtores mundiais de cana-de-açúcar com inúmeras variedades. De acordo com MAPA [12] as projeções para o agronegócio de 2008/2009 até 2018/2019, a área plantada de cana-de-açúcar no Brasil deve aumentar para 6,0 milhões de hectares, aumentando também as variedades de cana (Figura 1) e a quantidade de resíduos.



O objetivo deste artigo concentra-se em analisar o comportamento mecânico dos concretos com a adição da CBC de três variedades distintas de cana-de-açúcar no cimento Portland. Para tanto, foram realizados ensaios de massa específica real e unitária, fluorescência de raios X (FRX), difração de raios X (FRX), granulometria e atividade pozolânica das cinzas. No concreto, a análise foi realizada com base em ensaios de consistência, índice de vazios, absorção, porosidade e resistência à compressão aos 7 e 28 dias.

2. Materiais e programa experimental

Para este estudo foram feitos ensaios laboratoriais com o concreto na proporção (traço) de 1:2:3 (cimento:areia:brita), para uma relação de água/cimento de 0,53 com a adição, em relação à massa de cimento, de um por cento (1%) de aditivo superplastificante TecMult 400. É relevante destacar que se utilizou a referida proporção por se tratar de um traço muito utilizado na construção civil, pois é de simples execução e fornece um concreto com boa qualidade.

O tipo de cimento utilizado na produção do concreto desta pesquisa foi o CP II 32 Z RS, proveniente de um único lote de fabricação. Adotou-se o cimento em questão, por se tratar de um tipo largamente utilizado nas obras de construção civil em geral. Em seguida, foram realizados os ensaios normatizados para o Cimento Portland, segundo a ABNT para analisar características físicas e químicas da argamassa padrão, tais como: ensaio de início de pega, expansibilidade, finura, resistência, massa específica real. Os agregados (areia e brita) foram submetidos a ensaios de massa específica real (NBR NM 52[13] e NBR NM 53[14]), massa unitária (NBR NM 45[15]) e composição granulométrica (NBR NM 248[16]). Foi utilizada na produção do concreto água potável, derivada da rede pública de distribuição da Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte (CAERN).

Os aditivos são substâncias adicionadas à mistura do concreto visando dois objetivos principais: aumentar as qualidades do concreto e/ou diminuir os seus pontos fracos. Foi utilizado o aditivo superplastificante TecMult 400, de cor castanha escura, ph 7,5 +/- 1,0 e massa especifica 1,205 \pm 0,02 g/cm³, visando manter a trabalhabilidade adequada do concreto.

Foram utilizadas CBC das espécies SP911049, RB92579 e SP816949 provenientes do município de Pureza – Rio Grande do Norte (Coordenadas 217488,237 E, 9392890,759 N - ZONA 25, conforme o DATUM SIRGAS 2000). É importante frisar que as siglas, antes dos números de referência das variedades de CBC, se referem ao local de origem, no caso SP - "São Paulo" e RB - "República do Brasil".

Para fins de viabilidade de uso, neste trabalho optou-se pela utilização da CBC da forma mais natural, ou seja, com menos tratamento possível a fim de permitir o seu emprego em grande escala. As CBC foram coletadas de forma aleatória no local de despejo da caldeira, após queima a 900 °C do bagaço de cana e armazenadas separadamente em baldes plásticos. As características agroindustriais das variedades coletadas podem ser visualizadas na Tabela 1. As amostras passaram por uma observação superficial, para verificar a cor e a sua homogeneidade, no entanto, não

Tabela 1 - variedades de cana e suas caracteristicas agroindustriais usadas no trabalho							
Variedade	Parentais	Características agroindustriais					
SP 911049	SP80-3328 X SP 701143	 Precocidade e alto teor de sacarose, sendo recomendada para colheita no início da safra; Mais produtiva que a RB72454 nos ambientes de produção desfavoráveis; Hábito semiereto com médio teor de fibra; Florescepouco, mas isoporiza; Resistente às principais doenças e pragas, sendo considerada de suscetibilidade intermediária ao carvão e à cigarrinha. 					
RB92579	RB75126 X RB72199	 Excelente produtividade agrícola, ótimo perfilhamento, bom fechamento da entrelinha, ótima brotação das socarias, garantindo longevidade dos canaviais; Porte semiereto, com ótima colheitabilidade; Boa recuperação após períodos de seca; Responsiva à irrigação e muito eficiente no uso da água; Eficiência no uso dos principais nutrientes; Ótimo teor de sacarose, maturação média, recomendada para colheita do meio para o final de safra; Florescimento baixo; Tolerante em relação ao ataque da broca comum, resistente à ferrugem marrom e escaldadura das folhas e moderadamente resistente ao carvão; Ausência de amarelinho. 					
SP816949	-	 Boa brotação com maturação tardia; Apresenta bom rendimento de transporta e colheita mecânica; Boa brotação de soca, porém possui alguma restrição e susceptível a algumas doenças fúngicas sendo não exigente de solo. 					
Fonte: Associação (dos Fornecedo	res de Cana Guariba (2012)					

Tabela 2 - Formulação dos concretos										
Concreto	Tipo de CBC	Traço do concreto	Traço do concreto aumentado (Kg)	Traço do concreto aumentado (L)	Fator a/c	Teor de aditivo (%)	Teor de CBC (%)			
CP	-	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	0			
CA10%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	10			
CA20%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	20			
CA30%	SP 911049	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	30			
CB10%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	10			
CB20%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	20			
CB30%	RB 92579	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	30			
CC10%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	10			
CC20%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	20			
CC30%	SP 816949	1:2:3	8:16:24	2,71:6,15:8,9	0,53	1	30			
		Volume total	aproximado do concre	to produzido por traço	22,1 Litros					
	LEGEI	NDA								
	CP - (Concreto Padr	ão com 0% de cinza	CB20% - Concreto com	n 20% de c	inza B				
	CA10	% – Concreto	com 10% de cinza A	CB30% - Concreto com	n 30% de c	inza B				
	CA20	% – Concreto	com 20% de cinza A	CC10% - Concreto com	n 10% de c	inza C				
	CB10	% – Concreto	com 10% de cinza B	CC20% - Concreto com	n 20% de c	inza C				
	CA30	% – Concreto	com 30% de cinza A	CC30% - Concreto com	n 30% de c	inza C				

se observou diferenças substancias com relação a essas características. Ainda, foi efetivado um peneiramento prévio, com a peneira de malha (#) 1,2 mm, para a obtenção de partículas uniformes e eliminação de possíveis impurezas. A seguir, foram depositadas em estufa por três dias, com temperatura de 105°C, com a finalidade de eliminar suas umidades.Posteriormente, foram realizados ensaios de granulometria (NBR NM 248 [16]), massa específica real (NBR NM 52 [13]), massa específica unitária (NBR NM 45 [15]) e pozolanicidade com cimento Portland (NBR 5752 [17]). É importante frisar que no ensaio da atividade pozolânica foi utilizado o cimento CP II E 32, visto que a norma não permite o uso de cimentos que contenham pozolana na sua constituição. Além disso, foram realizados ensaios de fluorescência de raio X (FRX) e difração de raio X (DRX).

Na produção do concreto foram adicionadas ao cimento Portland CBC em teores de 10, 20 e 30% em relação à massa do cimento para cada variedade. A proporção adotada foi baseada em ensaios prévios e nos estudos de alguns autores que pesquisaram a CBC (Paula et al., [3]; Martins e Machado [8]; Cordeiro et al., [9]). Os quantitativos dos traços usados na produção do concreto encontram-se expostos na Tabela 2. A mistura foi realizada por meio de uma betoneira, de eixo inclinado com capacidade nominal de 120 litros e a sequência de introdução dos materiais na betoneira obedeceu a seguinte ordem:

a) Com a betoneira ligada, colocou-se a metade da água de amassamento misturada previamente com o aditivo; b) Colocou-se toda a quantidade de brita; c) Adicionou-se o cimento (Na produção dos concretos contendo as CBC, estas foram previamente misturadas com o cimento); d) Colocou-se a areia; e) O restante da água foi acrescentado; f) Após todos os materiais serem colocados na betoneira, esta permaneceu em movimento por 5 minutos; g) O concreto fresco foi descarregado diretamente no carrinho de mão, previamente lubrificado com água, para que não absorvesse a água de amassamento;

No concreto fresco foi realizado apenas o ensaio do abatimento do tronco de cone segundo a NBR NM 67 [18].

Para atender os ensaios, foram confeccionados ao todo 13 corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura para cada adição de CBC e para o concreto padrão, totalizando 130 amostras. Sendo 6 para ensaios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias, 3 para ensaios de absorção por imersão, índice de vazios, porosidade total e massa específica real. Os 4 corpos de prova remanescentes foram considerados extras.

Após 24 horas em repouso as amostras foram desmoldadas e





submetidas ao processo de cura por imersão (NBR 5738 [19]) de 7 a 28 dias, em consequência do tipo de ensaio. Aos 28 dias de cura úmida, foram realizados ensaios de absorção por imersão, índice de vazios, porosidade total e massa específica real segundo a NBR 9778 [20] para cada traço fabricado.

O ensaio de resistência à compressão foi realizado aos 7 e 28 dias, segundo a prescrição da norma NBR 5739 [21]. Os corpos de prova passaram previamente por um processo de capeamento com enxofre, com o objetivo de regularizar a superfície de carregamento das amostras e assegurar uma maior confiabilidade nos resultados do ensaio.

3. Resultados e discussões

3.1 Cimento

A finura do cimento encontrada foi de 2,6% e com um fator água cimento de 0,338 obteve-se uma pasta de consistência normal, dentro dos parâmetros estipulados pela norma. O início de pega





se deu após duas horas do começo do ensaio, a expansibilidade foi de 1 mm e a resistência aos 28 dias foi de 33 MPa. Os valores obtidos na caracterização do cimento atenderam as especificações das normas para o cimento Portland do tipo CP II 32 Z RS.

3.2 Agregados

De acordo com a composição granulométrica apresentada na Figura 2 obteve-se um módulo de finura de 2,71 e um diâmetro máximo de 4,8 mm, classificando esta como sendo areia de granulometria média. A massa específica real e unitária encontrada foi de 2,61 kg/dm3 e 1,46 kg/dm³ respectivamente.

Com a composição granulométrica da Figura 3, foi possível classificar a brita como sendo 19 mm com um módulo de finura de 6,73. A massa especifica foi 2,71kg/dm³ e a Unitária 1,55 kg/dm³.

É importante destacar que os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos agregados atenderam perfeitamente às normas e são considerados satisfatórios para a produção de concretos de boa qualidade.



Tabela 3 - Características granulométricas e massas específicas das variedades de cinzas

	Cinza A	Cinza B	Cinza C
Diâmetro máximo (mm)	1,2	1,2	1,2
Módulo de finura	1,25	1,15	1,26
Massa unitária (g/cm³)	0,75	0,85	0,66
Massa específica real (g/cm ³)	2,30	2,42	2,33

	Tabela 4 -	Fluorescência de raio-X das CB	с				
Óvideo	Porcentagens (%)						
Oxidos	Cinza A	Cinza B	Cinza C				
SiO ₂	48,174	47,566	50,013				
K ₂ O	20,626	20,345	14,831				
Al ₂ O ₃	7,848	9,741	8,301				
CaO	7,105	5,811	5,919				
MgO	7,039	6,731	5,548				
P_2O_5	4,101	4,455	2,463				
SO3	3,399	3,118	5,522				
Fe ₂ O ₃	1,462	1,476	1,961				
MnO	0,107	0,125	0,233				
TiO ₂	-	0,488	0,581				
ZrO ₂	0,067	0,069	0,036				
ZnO	0,029	0,022	0,047				

3.3 Cinzas do bagaço da cana-de-açúcar (CBC)

As composições granulométricas das cinzas mostraram-se bem semelhantes entre si, como foi mostrado mediante as Figuras 4, 5 e 6. No entanto, a cinza B apresentou módulo de finura 8% menor em comparação com as outras variedades. Todas elas apresentaram como diâmetro máximo 1,2 mm, como foi mostra-do na Tabela 3.

Na curva granulométrica notou-se certa descontinuidade para todas as variedades de cinza, tal fato pode ter sido resultado da combustão incompleta do bagaço. No entanto, foi possível observar que de uma forma abrangente as cinzas, utilizadas neste trabalho, apresentaram granulometrias finas muito semelhantes.

3.4 Massa específica real e massa unitária das CBC

Os resultados apresentados na Tabela 3 mostram que, embora a cinza B tenha apresentado uma massa específica real um pouco maior que a cinza C, a massa unitária desta última foi menor em relação aos demais, portanto, mais leve. A cinza B apresentou uma massa específica real cerca de 5% maior que a cinza A e C e uma massa unitária 13% maior que a C e 29% maior que a cinza A.

Valores semelhantes da tabela foram encontrados por Lima et al., [22] nos seus estudos com a CBC.

3.5 Fluorescência de raios X das CBC

De acordo com a Tabela 4 nota-se que o SiO2 é o composto predominante das cinzas, com teores de mais ou menos 50% da massa das amostras, seguido de K2O com teores na faixa de 20%. Os óxidos Al2O3, CaO, MgO, P2O5, SO3 e Fe2O3 representam cerca de 30% da cinza. Ainda foram constatadas impurezas na forma de ZnO, MnO e ZrO2 com teores inferiores a 1%. Vale salientar que a composição química da cinza do bagaço pode variar





em função do tipo de cana-de-açúcar cultivada, dos fertilizantes e herbicidas, além de fatores naturais, tais como clima, solo e água (CORDEIRO [5]).

O percentual da sílica, obtido no ensaio em questão, foi bem abaixo dos encontrados na literatura (BORJA, et al. [6]). Tal fato pode ser justificado pelo método da colheita da cana-de-açúcar. A empresa responsável pelas CBC afirma que é utilizado o método manual, o que diminui em cerca de 20% a quantidade da areia (SiO2) misturada à cana. Foram constatados teores acima da média do óxido de potássio em todas as variedades, tal fato pode ter sido ocasionado pelo uso de fertilizantes à base de potássio. Os outros principais óxidos Al2O3 e CaO se mostraram dentro da faixa encontrada nas literaturas (MARTINS, C. H.; MACHADO, P H. T. [8]; CORDEIRO, ET AL. [9]; NUNES, I.H.S. ET AL. [10]).

3.6 Difratometria de Raios X das CBC

Os resultados do ensaio de DRX das três variedades de cana estão apresentados nas Figuras 7, 8 e 9.

Os resultados da análise química por DRX apresentados nessas Figuras mostraram vários picos de sílica na forma de quartzo e na forma de cristobalita. Também foi observada a sílica aluminato de potássio, na forma de microclima, para todas as variedades de cinza, o que corrobora com os resultados obtidos no FRX.

O halo entre 2 = 6° e 18° caracteriza a fase amorfa das CBC. Contudo, os gráficos obtidos através deste ensaio demonstraram que as CBC possuíam uma reatividade baixa devido à grande





quantidade de picos de cristalinidade encontrados nos gráficos. Entretanto, é possível observar que a cinza B apresentou picos de cristalinidade de intensidades menores se comparado com as outras amostras. Baseado nos resultados do DRX e na temperatura de queima das cinzas, pode-se afirmar que a queima foi ineficiente resultando em um material bastante cristalino, ou seja, pouco reativo. Esse fato sugere que a influência da adição de CBC no concreto nas diferentes idades, pode estar relacionada à sua menor finura em relação à areia.

3.7 Pozolanicidade das CBC

A norma NBR 5752 [17] estipula que, para que um material seja considerado pozolânico, a resistência à compressão das





argamassas feitas com o material em substituição parcial ao cimento Portland (isento de Pozolana) deverá ser de no mínimo 75% da resistência da Argamassa Padrão. De acordo com os resultados obtidos na Figura 10, concluiu-se que as cinzas analisadas neste estudo não atendem as exigências da norma de pozolanicidade, já que os valores obtidos não atingiram o limite mínimo que seria de 24,03 MPa. A reduzida atividade pozolânica das cinzas pode ser atribuída à combustão incompleta do bagaço da cana, resultando numa grande quantidade de teor de carbono. Os resultados de DRX demonstraram uma grande quantidade de sílica (SiO2) cristalina na forma de quartzo, fato esse que tem uma ação direta nos baixos índices de atividade pozolânica encontrados no ensaio previamente citado.

4. Concreto

4.1 Consistência





sentadas na Figura 11, na qual permite concluir que houve uma queda na trabalhabilidade dos concretos com o aumento dos teores de CBC.

A trabalhabilidade do concreto CA apresentou um comportamento anormal com a adição de 20% de CBC, no qual se observou um ligeiro aumento. No entanto, a trabalhabilidade voltou a diminuir com o aumento do teor de CBC chegando a ser 55,5% menor que o apresentado pelo concreto de padrão (CP). Tanto o concreto CB como o CC mostraram uma redução de quase 10% de trabalhabilidade em relação ao concreto padrão com a adição de 10% de CBC. Contudo, com o aumento dos teores de CBC o concreto CC perdeu mais trabalhabilidade e aos 30% de incorporação foi 475% menor do que o CP, enquanto que o CB foi 155% menor.

A queda brusca na trabalhabilidade é justificável pelo fato de que a CBC, por ser um resíduo com uma granulometria muito fina, absorve bastante água necessária para a manutenção da consistência do concreto, deixando este mais seco e por consequência menos trabalhável. Apesar disso, os valores obtidos ainda se enquadram dentro da faixa aceitável pela norma NBR 6118 [23].

4.2 Resistência à compressão

Os corpos-de-prova referentes ao ensaio de resistência à compressão foram rompidos aos 7 e 28 dias e os resultados estão apresentados na Figura 12. Os valores mostrados na Figura são evidentes, o concreto CA30%, embora não tenha mostrado um grande aumento de resistência aos 7 dias, apresentou aos 28 dias um melhor desempenho em relação aos demais, atingindo uma resistência à compressão de 43,82 MPa, cerca de 20% maior que o CP.

O concreto CC20% mostrou-se bastante eficiente no aumento da resistência na idade de 7 dias atingindo uma resistência de 37,07 MPa, o que corresponde a quase 17% a mais do que CP com 31,76 MPa.

Os resultados ainda mostraram que quase todos os concretos com adição de CBC ultrapassaram a resistência do CP aos 7 dias,



IBRACON Structures and Materials Journal • 2014 • vol. 7 • nº 4



com exceção do CA10% e CA20%, os quais apresentaram uma resistência um pouco abaixo do CP. Essas resistências podem ter sido reflexo de uma hidratação lenta dos constituintes da CBC com o cimento Portland.

Entretanto, observou-se uma melhoria nessas resistências aos 28 dias, ultrapassando assim os valores obtidos do CP (36,56 MPa) com mais de 5% (38,6 MPa e 39,79 respectivamente).

Aos 28 dias, observou-se que todos os concretos com CBC mostraram-se bem mais eficientes, em termos de resistência, se comparado com CP com uma vantagem no mínimo de 5%, chegando a atingir um valor máximo de 20%.

Pela Figura 13 é possível averiguar que a resistência dos con-



cretos contendo CBC foi aumentando assim que os teores das adições foram crescendo. O concreto com cinza "A" (CA) embora se tenha mostrado pouco eficiente com 10% de adição (CA10%), como já antes havia sido mencionado, foi ganhando resistência com o incremento dos teores de adição chegando a ultrapassar todos os outros com 30% de adição (CA30%). Ainda pode-se notar na Figura que a CB e CC tiveram quase a mesma resistência com 10% de adição e com 30% de adição (CB10% e CC30%), porém, houve uma diferença significativa entre eles com 20% de adição (CB20% e CC20%).

O aumento da resistência com adição das CBC pode ser explicado pelo "efeito filler", como várias bibliografias têm demonstrado (BORJA, ETAL.; CORDEIRO, G. C. [5]) e os resultados obtidos no ensaio de granulometria das cinzas corroboram essa afirmação, visto que se observou um grande volume de partículas finas.

4.3 Ensaio da massa específica real

De acordo com a Figura 14, a adição das CBC provocou uma variação quase insignificante em termos de massa especifica real do concreto.

4.4 Absorção, índice de vazios e porosidade total

Os gráficos expostos nas Figuras 15, 16 e 17 demonstraram uma redução no índice de vazios, na absorção e na porosidade total em relação ao CP para todos os teores de adição da CBC.

O concreto CA10% apresentou uma diminuição de aproximadamente 13% do índice de vazios em relação ao CP. Mas, com o aumento da adição, houve um ligeiro acréscimo no CA20%. Já no CA30% o índice de vazios voltou a diminuir, aproximando-se do valor do CA10%. O concreto CB10% teve uma redução maior na absorção, chegando a ser 43% menor do que o CP. Contudo, essa diferença foi reduzindo com o aumento dos teores de CBC fechando com 13% de diferença no CB30%. O valor da porosidade do concreto



Tabela 5 – Resistência à compressão das argamassas com as cinzas							
Amostra	Tensão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	Porcentagem em relação a A.P (%)				
AP	32,04	5,56	-				
AA	16,13	8,26	5,34				
AB	15,15	6,33	47,28				
AC	13,96	3,58	43,57				
LEGENDA: AP - argamassa padrão; AA - argamassa com cinza A; AB - argamassa com cinza B; AC - argamassa com cinza C							

CC10% foi 11% menor que o CP e essa diferença foi aumentando com o aumento dos teores de CBC chegando a ser 26% menor que o CP no concreto CC30%.

A grande redução da porosidade, absorção e índice de vazios, resultando num aumento de compacidade para todos os concretos contendo CBC, pode ser também explicada pelo efeito filler. Tal fato, já era esperado, devido ao grande aumento na resistência à compressão previamente apresentados. A Tabela 6 mostra todos os resultados das principais propriedades que influenciam no comportamento plástico e mecânico dos concretos com adição de CBC obtidos neste trabalho.

De um modo geral, pode-se afirmar que a granulometria fina das CBC aumentou a absorção de água no concreto. A combustão ineficiente da queima à temperatura de 900 °C teve como consequência uma diminuição da reatividade das cinzas, mostradas nos ensaios de pozolanicidade e DRX. O diâmetro reduzido da CBC resultou em um preenchimento dos poros da matriz cimentícia pelos grãos da CBC. Com o aumento dos teores de incorporação e com a ajuda do efeito filler, obteve-se uma melhor compacidade do produto final, tornando o concreto mais resistente.

5. Conclusões

As análises realizadas neste estudo demonstraram que a incorporação da CBC no concreto diminui a plasticidade. Esta redução é mais significativa com o aumento dos teores de incorporação devido a maior quantidade de finos, que resultam num maior consumo de água.

A incorporação da CBC no concreto aumenta a resistência à compressão pelo efeito filler e o incremento dessa resistência é maior com o aumento dos teores de adição da CBC. Os concretos apresentaram uma redução de no mínimo 10% nas propriedades relacionadas à permeabilidade, e obersevou-se que mantendo os teores de incorporação em até 30% pode-se aumentar a durabilidade, pois diminui a porosidade total, a absorção, o índice de vazios e aumenta a resistência.

As variedades da CBC influenciaram a trabalhabilidade e as propriedades mecânicas dos concretos. Observou-se uma alteração na consistência e nos valores de resistência, porosidade, índice de vazios e absorção com a variação dos tipos de CBC. O uso da CBC em adição ao concreto se mostrou uma opção bastante viável na melhoria das propriedades mecânicas do concreto. Podendo ser utilizado em pré-moldados, pisos e obras de construção civil em geral, além de possibilitar uma destinação adequada ao subproduto agro-industrial.

6. Agradecimentos

Principais agradecimentos às seguintes instituições e pessoas, sem as quais o presente trabalho teria sido impossível. Ao Programa de Pós graduação em Engenharia Civil (PEC-UFRN) pela receptividade, apoio técnico e administrativo;

	5										
Tipo de concreto	Abatimento (mm)	Absorção (%)	C.V (%)	Índice de vazios (%)	C.V (%)	Porosidade total (%)	C.V (%)	Massa específica real (g/cm³)	C.V (%)	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	C.V (%)
CP	11,5	5,16	1,28	11,87	2,91	12,05	2,77	2,60	0,32	36,56	1.13
CA10%	10,5	4,58	4,49	10,47	4,14	10,96	4,85	2,55	0,13	38,60	1.23
CA20%	7	5,04	8,66	11,47	8,09	11,70	7,35	2,57	0,47	39,79	0.85
CA30%	4,5	4,55	6,22	10,40	6,00	10,67	6,38	2,55	0,47	43,82	1.95
CB10%	9	3,60	0,62	8,44	0,73	8,68	3,84	2,56	0,18	39,19	0.10
CB20%	10	4,14	1,85	9,64	1,81	10,08	1,25	2,58	0,16	40,42	1.20
CC30%	6	4,57	3,46	10,49	2,82	10,75	3,06	2,56	0,31	42,89	1.69
CC10%	10,5	4,64	3,58	10,96	3,42	10,90	2,99	2,65	0,26	38,64	0.67
CC20%	6	3,93	7,95	9,12	7,6	9,26	7,83	2,55	0,42	42,34	1.22
CC30%	2	4,07	9,38	9,40	0,42	9,55	1,79	2,55	0,03	42,93	0.58

Tabela 6 – Resultados das principais propriedades que influenciam no comportamento mecânico dos concretos com adição das variedades de CBC

Ao Programa de Pós Graduação em Ciencia dos Materiais (PPG-CEM/CCET)pela disponibilidade de equipamentos;

Aos Técnicos Francisco de A. Braz e Sandro R. S. Andrade pela incessante colaboração.

7. Referências bibliográficas

- [01] NEVILLE, A. (1997) Propriedades do concreto. São Paulo: PINI. 1997.
- [02] PRUDÊNCIO Jr., et al. (2003). Cinza da casca de arroz. In: Utilização de Residuos na Construção Habitacional, coleção Habitare, v.4, Porto Alegre: ANTAC
- [03] PAULA, M. O. de; TINÔCO. I. F. F.; RODRIGUES, C. S.; SILVA, E. N. S.; SOUZA, C. F. (2009). Potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento Portland. Available in: <http://www.scielo.br/pdf/rbeaa/v13n3/v13n03a19.pdf>. Accessed on 23 Oct. 2012.
- [04] FIESP Federação das Indústrias do Estado de São Paulo. Available in: <<http://www.www.fiesp.com.br/>> Accessed on 26 Aug. 2011.
- [05] CORDEIRO, G. C. Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2006.
- [06] BORJA, Edilberto Vitorino de. (2011) Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos estruturais leves autoadensáveis. Tese de Doutorado, 2011. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.
- [07] JOHN, V. M.; Cincotto, M. A.; Silva, M. G. Cinza e aglomerantes alternativos. In: Freire, W. J.; Beraldo, A. L. Tecnologia e materiais alternativos de construção. Campinas: UNI-CAMP, 2003. chap.6, p.145-190.
- [08] MARTINS, C. H.; MACHADO, P H. T. Estudo da utilização da cinza do bagaço da cana-de-açucar em argamassas e concretos. In: ECMEC2010- Encontro Nacional de Materiais e Estruturas compósitas, 2010, Porto. Anais do ECMEC 2010. Porto: Editora da Universidade do Porto.
- [09] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Use of Ultra-Fine Sugar Cane Bagasse Ash as Mineral Admixture for Concrete. ACI Materials Journal, v. 105, n. 5, p. 487-493, 2008.
- [10] NUNES, I.H.S.; VANDERLEI, R.D.; SECCHI, M.; ABE, M.A.P. Estudo das características físicas e químicas da cinza do bagaço de cana-de-açúcar para uso na construção. Revista Tecnológica, v. 17, p. 39-48, 2008.
- [11] SANTOS, S. Produção e Avaliação do uso de pozolana com baixo teor de carbono obtida da cinza de casca de arroz residual para concreto de alto desempenho. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006, 267p.
- [12] MAPA. Available in: Accessed on 08 Aug. 2012">http://www.unica.com.br/dadosCo-tacao/estatistica/>Accessed on 08 Aug. 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo - Determinação da massa

específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5752:2012: Materiais pozolânicos - Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corposde-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009
- [22] LIMA, S. A; SALES, A.; MORETTI, J. P.; ALMEIDA, F. C. R.; SANTOS, T. J. (2010). Caracterização de concretos confeccionados com a cinza do bagaço da cana-de-açúcar. Tema Caracterização de Materiais. CINPAR 2010 – VI Congresso Internacional sobre patologia e reabilitação de estruturas. Córdoba, Argentina: 2, 3 e 4 de Jun. de 2010.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [24] AGÊNCIA EMBRAPA DE INFORMAÇÃO TECNOLÓGICA: Available in:<http://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/ cana-de-acucar/arvore/CONTAG01_42_1110200717570. html> Accessed on 08 Aug. 2012.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs

Resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado







W. M. SOUZA ª engtrumpet@hotmail.com

T. R. G. CAETANO ^a thiago-caetano@ibest.com.br

M. P. FERREIRA ª mpina@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA a denio@ufpa.br

Abstract

The shear strength of one-way reinforced concrete ribbed slabs without stirrups in the ribs is still controversial when its estimate does not consider the contribution of the monolithic flange. To contribute to a better understanding of the behavior of these slabs were fabricated in the laboratory 8 one-way reinforced concrete ribbed slab panels where the main variables were the distance between the ribs and the thickness of the flange. The normative recommendations of NBR 6118, ACI 318 and EUROCODE 2 for the ultimate resistance of these slabs were evaluated. The experimental results showed an increase of shear strength with increasing thickness of the flange, also resulting in greater reinforcement strains and higher deflections.

Keywords: ribbed slab, shear, design codes.

Resumo

A resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado sem estribos nas nervuras ainda gera controvérsias quando sua estimativa não considera a contribuição da capa monolítica. Visando contribuir para o melhor entendimento do comportamento destas lajes, foram confeccionados em laboratório 8 painéis de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado onde as principais variáveis foram a distância entre as nervuras e a espessura da capa. Foram avaliadas as recomendações normativas da NBR 6118, ACI 318 e EUROCODE 2 para as resistências últimas destas lajes. Os resultados experimentais mostraram que houve acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da espessura da capa, resultando também em maiores deformações nas armaduras e em flechas mais elevadas.

Palavras-chave: laje nervurada, cisalhamento, normas.

Received: 6 Jan 2014 • Accepted: 2 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introduction

The search for projects and most economical structural solutions, sophisticated and efficient has become a concern for designers. This situation favored the emergence of structural systems with ribbed slabs cast "in situ", precast and/or prestressed, among others, who brought several advantages over solid slabs as architectural freedom (as they allow the use of large spans) and simplifying the implementation of the work in terms of formwork and supporting, when applied to systems without beams (flat ribbed slabs). According BOCHI JR [1], the use of ribbed slabs, due to the minimization of cost and time, supplied the growing need for rationalization in construction.

With respect to the bearing capacity of ribbed slabs, the Brazilian standard does not provide recommendations for consideration of the concrete table in the shear strength of these slabs. Thus, this paper presents experimental results for assessing the involvement of the concrete table in shear aiming to contribute to a better understanding of the structural behavior of the one-way ribbed slabs in reinforced concrete system, and the main variables were the thickness and spacing of the layers axes of the ribs, with no shear reinforcement in them. The study focused on the analysis of the results for deformations, deflections and failure loads, these resistances were compared with national and international normative estimates.

2. Available information

The Brazilian standard for reinforced concrete structures, NBR 6118 [2] defines ribbed slabs as reinforced concrete plates with a table supported by ribs, linking them and matching their displacements. The ribbed slabs are designed as a set of T beams slightly

spaced from each other, as shown in Figure 1, and it is this spacing between the ribs which governs the shear design of the slab.

2.1 Structural behavior

The structural engineering seeks to improve the quality of procedures for concrete projects with respect to shear force. Unlike rupture by bending, shear ruptures in reinforced concrete structures are sudden, with little or no notice. They also tend to be less predictable than the flexure failure due to the considerably more complex mechanisms of rupture. The one-way ribbed slabs are characteristically a configuration of T beam with attached tables, the understanding of shear stress and shear forces that arise due to external forces is necessary. According to RÜSCH [3], the shear cracks may be originated from bending cracks. In such cases, these bending cracks so that arise, leave to a substantial redistribution of internal stresses with consequences difficult to calculate and influencing the of shear cracks inclination.

2.2 Reinforced concrete without stirrups

According to LATTE & ROMBACH [4], the determination of the shear strength capacity in reinforced concrete structures without transverse reinforcement is a classic structural problem studied for over 100 years, and this difficulty is the quantification of the strength that the compressed concrete can offer against external forces. Despite this work, most research focuses on simply supported beams or slabs with loads applied over strips with width of less than 4 b, and d is the effective depth of the slab. Experimental studies show that the shear bearing capacity of a reinforced concrete beam can be divided into two parts: one resisted by concrete and its auxiliary mechanisms, which will be addressed in this item, and the other resisted by shear reinforcement. That is, a beam, even without



stirrups, has the ability to resist to a certain shear force. MACGREGOR [5] shows the contribution of various components of the mechanisms of shear strength of beams without shear reinforcement, except the part on arch effect, as shown in Figure 2. When the structure is loaded, the shear is transferred in part through ABC line by the mechanisms of resistance of concrete: not cracked concrete (Vcy), friction of aggregates (Va) and the longitudinal reinforcement dowelling (Vd). Immediately after the bending cracks inclination, between 40% and 60% of the total shear strength is resisted by the combined strengths of Vd and Vcy. Considering the DEF part of the cracked structure and assuming the moments with respect to point E, it follows that Vd and Va cause moment at point E, which should be balanced by the compressive force C'1. The balance of the resulting horizontal section ABDE shows that T1=C1+C'1 and, finally, T1=C1+C'1 must balance external moment in this section.

With the progress of the diagonal crack, Va parcel decreases, increasing the fraction resisted by Vcy and Vd. The dowelling Vd leads to separation of the concrete along the reinforcement. When the cracking occurs, Vd falls, approaching zero. When Va and Vd disappear, so does with Vcy and C1 the entire shear and compression is transmitted to the depth AB above the crack. At this time the life of the structure, the AB section being much shallower, will not support the compressive forces needed for balance. As a result this section crushes up, not bringing any resistance to the loads. COLLINS et. al. [6] present an analysis review of 60 years of research on the behavior of short reinforced concrete beams without stirrups, which concluded that the largest parcel of shear strength is not in the characteristic strength of the concrete, but is affected by the dimensions the structural element, by engagement of the aggregates of the longitudinal reinforcement dowelling.

According to ACI-ASCE 426 Comittee [7] for reinforced concrete struc-



tures subjected to shear, the resistance due to concrete is the sum of several mechanisms capable of transmitting forces between sections as:

- Aggregate interlock: This mechanism occurs between the two surfaces caused by a crack. The contribution of the aggregates engagement for the shear strength depends on the crack opening and the roughness of the surfaces;
- 'Arching action: this mechanism occurs more significantly in beams with reduced spans due to the accommodation of the compressive stresses in the arch and intensity of these stresses depend mainly on the slope of the arc, being directly linked to the ratio a/d, that is the lower the value of the shear span (short beam) is, the greater the effect of arc (LEONHARDT & MÖNNIG [8]);
- Cantilever action: this mechanism occurs in non-cracked sections of the beam (between two consecutive cracks) or in no-cracked parts of cracked elements (compression zone of a cracked section);
- Dowel action-effect: a longitudinal reinforcement resists a parcel of the displacement caused by shear force due to the dowel effect on the rebar. The dowel power in the longitudinal reinforcement bar depends on the stiffness of the bar at the intersection with the crack.

2.3 Important factors for shear strength

Analytical and experimental studies revealed that the shear strength capacity in concrete structures is controlled by the following parameters: (1) characteristic compressive strength of concrete (fck), (2) size effect, (3) longitudinal reinforcement ratio and (4) axial force.

2.3.1 Characteristic compressive strength of concrete

Typically, concrete structures with high compressive resistance have high load capacity, i.e. higher shear strength. As the strength of concrete is represented by the combination of tensile and compressive strengths, then the use of each parcel of resistance will result in the rupture mechanism of the structure. As it is assumed that the concrete cracking is caused by the principal tensile stresses, so the tensile strength of the concrete will have decisive influence on the shear load capacity of concrete structures.

2.3.2 Size effect

KANI [9], in his studies with beams without stirrups, noted that the shear strength of these structures decreases as the height of the beam increases. For such a phenomenon, it is understood that the width of the cracks is proportional to the depth of the beam, i.e. the wider the crack is, lower will be the transferability of friction between the aggregate, since the width of the cracks decreases the ability to transfer shear between aggregated. COLLINS & KUCHAMA [10] present studies on reinforced concrete structures missing transverse steel, concluding that higher or deeper structures failure with lower loads. This conclusion is clear in structures made of high-strength concrete, because they are more sensitive to this effect.

2.3.3 Flexural reinforcement geometrical rate

KANI [11] studied 133 rectangular beams without stirrups, concluded that the influence of the longitudinal reinforcement ratio on shear strength is considerable. It has been demonstrated that the percentage of longitudinal reinforcement ratio regulates the height of the resulting compressive and tensile stress of the concrete. The increased rate of longitudinal reinforcement increases the height of the compression zone and decreases the width of the cracks and as a result, there is an increase in the shear strength of the structure. This has been widely accepted by the scientific community and that is why the rate of longitudinal reinforcement appears in the formulas of shear strength of most normative codes.

2.3.4 Axial force

It is widely accepted that the axial tensile force reduces the shear strength of concrete structures and the axial compression force, due to the application of normal loads or prestress, increases the shear strength of concrete elements. Since the axial tensile force reduces the height of the concrete compression zone, as well as increases the width of the cracks, so there is a reduction of shear in the compression zone and transfer of cracking at interfaces.

3. Codes' prescriptions

3.1 NBR 6118 [2]

The Brazilian standard brings different recommendations for unidirectional and bidirectional ribbed slabs. One-way ribbed slabs shall be calculated according to the direction of the ribs, being neglected transverse stiffness and torsional rigidity. NBR 6118 [2] provides that the ribbed slabs with spacing (I0) between ribs axes less than or equal to 650 mm can do without shear reinforcement to resist tensile stresses caused by shear force when the design load value does not exceed the value obtained with Equation 1. However, if the spacing between the ribs is greater than 900 mm, the design shear strength of the ribs without transverse reinforcement can be obtained from Equation 2.

$$V_{Rd} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1, 2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$
(1)

Where,

$$\tau_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \ \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \le 0.02; \ k = (1.6 - d) \ge 1, \text{ com } d \text{ em m}$$

$$V_{Rd} = V_{c0} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^{2}} \cdot b_{w} \cdot d$$
 (2)

With,

 τ_{Rd} = design shear stress;

f_{ctd} = concrete design tensile strength;

f_{ctk.inf} = lower characteristic tensile strength of concrete;

A_{el} = longitudinal tensile reinforcement area;

b, = cross section minimum width along useful depth d.

3.2 ACI 318 [12]

According to ACI 318 [12], the shear strength of reinforced concrete elements is based on the average shear stress of the effective cross-sectional surface bw·d determined by the resistant parcel of concrete Vc and shear reinforcement Vs, as shown in Equation 3. But for the calculation of elements without shear reinforcement as Vn=Vc, the shear strength can be expressed by Equation 4.



$$V_u = V_n = V_c + V_s$$

(3)

Where,

f'c < 70 MPa is the compressive strength of concrete; M_{μ} is the ultimate bending moment in N.mm.

3.3 EUROCODE 2 [13]

The European standard recommends that waffle slabs need not be

dimensioned from the discretization of its elements, table and rib, since the system has torsional stiffness. For the sections that do not require transverse reinforcement the shear resistance element is given by Equation 5.

$$V_{Rd,c} = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d$$
 (5)



Table 1 – Slabs' main characteristics								
Slab	l₀ (mm)	h, (mm)	d (mm)	f _{ck} (MPa)	ρ (%)			
L1300-30	610	30	277	35,2	1,1			
L1300-50	610	50	277	35,2	1,1			
L1300-80	610	80	277	35,2	1,1			
L1300-100	610	100	277	35,2	1,1			
L2000-30	960	30	277	35,2	1,1			
L2000-50	960	50	277	35,2	1,1			
L2000-80	960	80	277	35,2	1,1			
L2000-100	960	100	277	35,2	1,1			

4. Experimental program

The experimental program describes a series of tests carried out at the Laboratory of Civil Engineering, Federal University of Para. The models tested in the laboratory does not have the same boundary conditions of a real structure, as this presents a continuo cooperating table which would lead to very different loads from the laboratory.

4.1 Slabs' characteristics

Eight unidirectional ribbed reinforced concrete slabs panels were tested to failure. The panels were rectangular and square where the L1300 group, consisting of four panels, has dimensions (1300 x 2000) mm² varying the height of the concrete table (hf) of 30, 50, 80 and 100 mm, while the L2000 group, composed of four



slabs, has dimensions (2000 x 2000) mm² and the same variations to the height of concrete table (Table 1). The total height of the slabs was 300 mm. The slabs ribs were 80 mm wide and spaced of 610 mm in group L1300 and 960 mm in group L2000 between their axes - below and above the Brazilian normative limit of 650 mm. The concrete cover was set at 15 mm. All panels have the same flexural reinforcement distribution, consisting of 2Ø12.5 mm with experimental yield strain of eys=2.3‰ and positioned along the ribs, to a useful height d=277 mm resulting in a geometric rate of flexural reinforcement of r=1.1% for using the collaboration of longitudinal reinforcement in its entirety, and remark the participation of the concrete table in shear strength, and with a relation a/d=2.15.

No shear reinforcements were used in the ribs, with the aim of highlighting and quantifying the contribution of the concrete table in resistance. Because of the lack of shear reinforcement,





there was the possibility of crushing the concrete located due to stress concentrations in regions of support and application of loads and it was decided to strength these regions using two stirrups with diameter 5.0 mm and 100 mm distant from each other, and facilitates the assembly of the longitudinal bars shown in Figures 3 and 4. Figure 5 shows details of the reinforcement of the ribs, where it is possible to observe clearly the position of the stirrups composition and the distances between supports







and points of application of load (Stuttgart test system).

A secondary reinforcement was made and prepared in the concrete table of all slabs, representing monolithic link between ribs and table. The experimental yield strain of this reinforcement was eys=4.6‰. This reinforcement is designed to combat cross-bending of the concrete table due to the applied loadings, as well as represent the most realistic situation based on the superposition of the reinforcement of a slab with beam element, especially in slabs of L2000 group, who had concrete tables verified to flexure according to the Brazilian standard.

4.2 Slabs' monitoring

The reinforcements' strains were monitored using electrical strain gauges (EERs) manufactured by Excel Sensors with grid dimensions (3.18x3.18) mm² - model PA-06-125AA-120L, which were installed on the steel bars. The concrete's strains at the top surface of the slabs were also monitored with electrical strain gages (EERs) from the same manufacturer - model PA-06-201BA-120L. Strains in the ribs along the longitudinal direction were monitored at midspan and on the table in the transverse direction. The strain gauges were positioned in regions that showed greater tensile stress for flexural and composition reinforcements, and compression of the upper face of the concrete slabs (Figure 6). Already the displacement measurements were obtained from gauges positioned on the bottom surface of the slab (Figure 7). These gauges were digital comparators watches of Digimess brand, with maximum course of

50 mm and reading accuracy of 0.01 mm, and were supported in auxiliary structures without contact with the test system.

4.3 Slabs' casting

The waffle slabs were made in two stages, the first of which were molded slabs of L1300 group and, in the second, slabs of L2000 group. The slabs molds were of compressed sawed wood pound of 10 mm thick. Then, the reinforcements were carefully positioned and mounted in the molds with the aid of plastic spacers, including negative and assembly reinforcements (stirrups of composition and staples) in order to keep the planned useful height for all slabs, as shown in Figure 8.

The monitoring of the ribs' longitudinal and distribution reinforcements was performed at points defined according to design specifications, receiving a preparation before gluing for removal of surface irregularities with rasp tool. After surface cleaning, the gages were bonded with adhesives based on epoxy and, after welding of connecting cables to terminals, were also protected with resin-based epoxy to later be surrounded by isolating tape. The casting of the slabs was carried out from commercially supplied mixed concrete whose compression strength of 30 MPa at 28 days was applied, with rolled pebble of 19 mm of maximum diameter. It took an approximate volume of 3 m³ of concrete for the slabs and proofs, also considering possible losses. The concrete placement was completed with the regularization of the surface and removal of the excess material (Figure 9). While



the slabs casting, 18 cylindrical proofs with dimensions of 100 mm diameter and 200 mm in length for the tests to obtain the mechanical properties of concrete were cast. The curing of concrete took place in a laboratory environment for 7 days, made with regular wetting. Figure 10 shows the identified and stored slabs before tests.

4.4 Test system

The test system was mounted on the reaction slab at the Civil Engineering Laboratory (LEC) of the Federal University of Para (UFPA) with the main objective to obtain the response of the structure to the distributed load applied transversely to the ribs. Thus, the slabs were tested using auxiliary devices with rollers over bearing blocks, supporting the load applied perpendicular to the longitudinal axis of the ribs, on the upper surface of the panel, through a simply supported steel beam for loading distribution in two points simulating a simple flexure situation, coupled to a steel frame on the reaction concrete slab, according to Figure 11.

The applied loadings were established by load steps every 5 kN. Prior to beginning the test, the slabs were subjected to

a preload of 0.5 kN in order to stabilize the system. The assembly of the test system was carried out with the aid of a forklift capacity of approximately 50 kN. The information about the strains were obtained using a modular data acquisition: ALMEMO ® 5690-2 m, from Ahlborn, compatible with the software AMRWinControl, who proceeded to read the gauges positioned in steel and concrete.

5. Results

5.1 Vertical displacements

The experimental vertical displacements (d) are shown in Figures 12 and 13, and Table 2 shows the maximum values of these displacements. Slabs of L1300 group showed similar curves, been differing only in the slab L1300-100, where there is a clear separation between these curves. However, slabs of L2000 group have kept constant this distance, even in slabs with thinner tables. Considering the L1300-100 slab, this was due to their greater stiffness, resulting in higher resistance and displacements. This same behavior was observed in slabs of L2000 group, but the greater space



ing between the ribs resulted in greater vertical displacements. Almost all slabs exceeded the Brazilian regulatory limit for vertical displacements, where only the L1300-30 and L1300-50 slabs did not, due to their lower height not cracked concrete than others and hence lower load capacity. This behavior indicates that the table, or the beam flanges, can change the behavior of the slab and the increase of its thickness stiffens the slab so that its strength and vertical displacements increase, influencing its ductility, because there is an increase in the contribution of the concrete compressed leading to a rebalancing of the resistant forces (steel and concrete), allowing the longitudinal reinforcement strain until it reaches the yield stress of steel. Therefore, increasing the thickness of the table resulted in greater load capacity of the slabs, longitudinal reinforcement yielding and larger vertical displacements.

5.2 Flexural reinforcements' strains

The graphs of main and distribution flexural reinforcements' strains are shown in Figures 14 and 15. Table 3 shows the maximum strains of the steel of the flexural reinforcement of the test slabs and the respective sensors witch registered them. The slabs showed increased strains of the reinforcement proportional to the increase

in thickness of the table, allowing the longitudinal reinforcement reached the yield strain, and the strains of the flexural reinforcement of the slabs L1300-80, L1300-100, L2000-50, L2000-80 and L2000-100 exceeded 17%, 82%, 8%, 91% and 143% the yield strain of the 12.5 mm (2.3 ‰) steel bar, respectively.

Analyzing the graphs for external and central ribs you can it can be

Table 2 – Slabs' maximum vertical displacements							
Slab	P _u (kN)	δ _{max} (mm)					
L1300-30	200	1,81					
L1300-50	210	3,56					
L1300-80	290	7,38					
L1300-100	360	11,32					
L2000-30	160	9,54					
L2000-50	220	12,69					
L2000-80	330	14,08					
L2000-100	370	15,41					



seen that in the group of slabs L1300 ribs showed seemed curves, and the midrib showed greater strain, while the group of slabs L2000 ribs present very disparate curves due to external ribs display strains close to the yield one for the longitudinal reinforcement rebars, for the slabs with hf=80 mm and hf=100 mm. This occurs because the slabs L1300 presented distance between the ribs1 axes less than the normative limit, which is how it is calculated as a slab. However, this does not occur in the slabs L2000, because of this distance greater than 650 mm, which leads to be calculated as beams. Therefore, the central rib of the L2000 slabs absorb greater load, passing through the table lower intensity of load for the external ribs. So the Brazilian standard points to the need of analyzing this concrete table against flexure.

The curves for the distribution reinforcement's strains show that the slabs of both groups have certain similarity at the beginning and approximately after 200 kN these values tend to be proportional to the increase in the thickness of the tables. This is because the applied load is close to that for yielding of the longitudinal reinforcement, leaving the loading hat was previously absorbed by flexural reinforcement (now plasticized) to be redistributed by the concrete resistance mechanisms of the ribs and distribution reinforcement of the table, and this is redistributive capacity of the slab which allows a general increase in resistance with thicker tables, even for ribs without the shear reinforcement.

5.3 Concrete's strains

The graphs of strains in concrete are shown in Figures 16 and 17. Table 3 shows the maximum strains of the concrete of the tested slabs and the respective sensors that recorded them. Unlike what occurred with the reinforcement's strains, the slabs did not show an increase in the values of the concrete strains proportional to the increase of thickness of the concrete table, or at least it was not clear this relationship, but all strains were much lower than the limit 3.5 ‰ for bended elements. In both groups of slabs curves were very close only for the initial stages of loading, tending to distance from each other as they neared the collapse.

5.4 Cracking pattern

The cracking pattern was similar for all slabs, which took its beginning with excessive cracking of the ribs. Initially, flexural cracks arose



with posterior inclination near the supports, which set the imminence of shear failure, and after certain load the shear failure of the external rib was observed in most slabs, followed by the midrib, where the failure surface crossed the table leading to its detachment. This type of failure occurred due to the central rib provide well-defined T cross section, while the outer ribs presented L cross-section, resulting in increased rigidity for the middle rib, remaining more integrate than the outer rib, even under high loads, while the detachment of the table confirms this resistant activity monolithically with the rib. On the upper surface of the slab there was a longitudinal cracking pattern between rib and table, which indicates the presence of

Table 3 – Slabs' maximum steel and concrete strains							
Slab	ε _{s.max} (‰)	ε _{c.max} (‰)					
L1300-30	1,8 (Es3)	-0,46 (Es1)					
L1300-50	2,1 (Es1)	-0,48 (Es1)					
L1300-80	2,7 (Es1)	-0,39 (Es1 and Es3)					
L1300-100	4,2 (Es1)	-0,82 (Es2)					
L2000-30	1,6 (Es1)	-0,35 (Es1)					
L2000-50	2,5 (Es1)	-0,44 (Es1)					
L2000-80	5,6 (Es1)	-0,67 (Es2 e Es3)					
L2000-100	4,5 (Es2)	-1,02 (Es1)					

Table 4 – Ultimate loads and failure modes of the slabs							
Slab	P _{ys} (kN)	P _u (kN)	Experimental failure mode	Theoretical failure mode			
L1300-30	-	200	CSE**	C*			
L1300-50	-	210	CSE**	C*			
L1300-80	220	290	CCE***	C*			
L1300-100	240	360	CCE***	C*			
L2000-30	-	160	CSE	C*			
L2000-50	180	220	CCE	C*			
L2000-80	270	330	CCE	C*			
L2000-100	350	370	CCE	C*			
*C (Shear); **CSE (Shear without yielding); ***CCE (Shear with yielding).							

negative moment, and this cracking in some slabs reached the transverse section of the rib. This crack in the upper surface is provided by the standard for ribbed slabs with distance between its axes beyond 650 mm, but below this there is no normative value

analysis with respect to tables but the tables of L1300 slabs showed excessive cracking parallel to the ribs. The cracking patterns of the outer ribs of the slabs are shown in Figure 18. These ribs presented higher degree of cracking and it was where most failures occurred.



	Table	5 - Comparisor	between the	eoretical and exper	imental res	ults	
	NBR 6118	ACI 318	EC 2	Experimental	Experim	ental/The	oretical
Slab	V _{NBR} (kN)	V _{aci} (kN)	V _{ec2} (kN)	P _u (kN)	P_u/V_{NBR}	P _u /V _{aci}	P_u/V_{EC2}
L1300-30	240	264	151	200	0,83	0,76	1,32
L1300-50	240	264	151	210	0,88	0,80	1,39
L1300-80	240	264	151	290	1,21	1,10	1,92
L1300-100	240	264	151	360	1,50	1,36	2,38
L2000-30	260	264	151	160	0,62	0,61	1,05
L2000-50	260	264	151	220	0,85	0,83	1,45
L2000-80	260	264	151	330	1,27	1,25	2,18
L2000-100	260	264	151	370	1,42	1,40	2,45

5.5 Ultimate loads and failure modes

Table 4 shows the failure modes observed and estimated. In group L1300 is observed that 50% of the slabs presented shear failures without flexural reinforcement yielding and the other with yielding due to the increase of the compressed area which led to the increase of strain in the longitudinal reinforcement in order to balance the external bending moment. However, with respect to L2000 group, only with slabs hf =30 mm showed no yielding in the longitudinal reinforcement, while the others showed it, since there is also an increase of the compressed area and the increase in the length of the table width cooperating, adding considerable ductility to the observed failure mode.

There is a proportionality between the increase thickness of the cooperating concrete table with the increase final load. The gain was such that it reached 80% in L1300 group relative to the slab with tables of 30 mm thickness and equal to 131% in the L2000 with respect to the slab with table of 30 mm thickness, showing that the gain in this group is greater than in the previous one, because there is the sum of the cooperating thickness and length of the tables.

With the increase in bearing capacity due to the increase of the tables thickness values all the slabs failure with intense cracking. Failure by shear with or without yielding of the longitudinal reinforcement, leading to a collapse preceded by visible displacements and the development of inclined shear crack between the support and load points. In all slabs the shear failure was substantial, demonstrating the collaboration of resistant mechanism, especially the aggregates interlock and longitudinal reinforcement dowelling as well as the height of the non-cracked concrete area of the slabs with thicker tables.

5.6 Codes' prescriptions analysis

Table 5 shows the results estimated by the NBR 6118 [2], AC1318 [12] and Eurocode 2 [13] codes, and the experimental results. Note that these codes do not consider the contribution of the table (hf), only the effective depth (d) and the rib width (bw) as variables related to the geometry that contribute to the shear strength, differ in their estimates due to such verification as a slab or beam or the values of the resistant stress. Brazilian and American codes overestimated the shear strength for slabs with hf=30 mm and hf=50 mm, while the European code introduced more conservative values in relation to the experimental results. The best results were obtained for the slabs with table thickness





of 80 mm and 100 mm, although conservative, but in general the NBR 6118 [2] and ACI 318 [12] codes were more accurate than the Eurocode 2 [13]. Thus, the codes' estimates are conservatives without consideration of the tables' participation in the shear strength of the slabs.

6. Conclusion

For the tested slabs could be observed that increasing the thickness of the table provides greater shear strength, but the L2000 group had higher failure loads also because of the increased cooperating width. The midrib flexural reinforcement, as expected, showed greater strains due to the layout of the test system which led higher loading demand on this rib. However, even with such configuration it was possible to note that the other ribs, as well as the table, cooperated to the ultimate resistance. The flexural reinforcement strains were proportional to the increase of the table height due to the rebalancing of resistant forces against the increased concrete compressed area, leading to larger strains and allowing its yielding. The limit strain 3.5% for concrete crush in flexure was not observed. On the upper surface of all the slabs there was a crack pattern in the table-rib joint indicating the presence of negative bending moment, which confirms the Brazilian code's prescription to check the table against flexural effects for distance between ribs greater than 650 mm. However, in slabs with this distance less than 650 mm the Brazilian code does not recommend this analysis, and the slabs of L1300 group presented cracks due to negative bending moments. The estimates for the ultimate resistance showed that the NBR 6118 [2] and ACI 318 [12] codes presented very similar values and overestimated the bearing capacity for slabs with thin tables, unlike what happened with the Eurocode 2 [13], which presented more conservative values by adopting a lower resistant stress.

7. Acknowledges

The author thanks to CAPES, CNPq, ITEGAM e IPEAM by the financial support in all stages of this research.

8. References

- [01] BOCHI JÚNIOR, C.F. Lajes Nervuradas de Concreto Armado: Projeto e Execução. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1995.
- [02] ABNT. NBR 6118 Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.
- [03] RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Journal, July 1960. p. 1-28
- [04] ROMBACH, G.; LATTE, S. Shear Resistance of Bridge Decks without Shear Reinforment. Proceeding of the FIB Symposium "Tailor Made Concrete Structures", Amsterdam, 2008.
- [05] MACGREGOR, J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey, Prentice-Hall; Third Edition, 197p.; 1997.
- [06] COLLINS, M.P.; BENTZ, E.C; SHERWOOD, E.G. Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. ACI Structural Journal/September-October, 2008.

- [07] ACI-ASCE Committee 426. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp. 1091 – 1187.
- [08] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado, v. 1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.
- [09] KANI, G. How safe are our large reinforced concrete beams. ACI Journal, 64, 128-141, 1967.
- [10] COLLINS, M.P.; KUCHMA, D. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?. ACI Structural Journal/July-August, 1999.
- [11] KANI, G. Basic facts concerning shear failure. ACI Journal, 63, 675-692, 1966.
- [12] ACI-318 R. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [13] EUROCODE 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings, BS EN 1992-1-1: 2002, British Standards Institution, London, Dec 2002.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs

Resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado







W. M. SOUZA ª engtrumpet@hotmail.com

T. R. G. CAETANO ^a thiago-caetano@ibest.com.br

M. P. FERREIRA ª mpina@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA a denio@ufpa.br

Abstract

The shear strength of one-way reinforced concrete ribbed slabs without stirrups in the ribs is still controversial when its estimate does not consider the contribution of the monolithic flange. To contribute to a better understanding of the behavior of these slabs were fabricated in the laboratory 8 one-way reinforced concrete ribbed slab panels where the main variables were the distance between the ribs and the thickness of the flange. The normative recommendations of NBR 6118, ACI 318 and EUROCODE 2 for the ultimate resistance of these slabs were evaluated. The experimental results showed an increase of shear strength with increasing thickness of the flange, also resulting in greater reinforcement strains and higher deflections.

Keywords: ribbed slab, shear, design codes.

Resumo

A resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado sem estribos nas nervuras ainda gera controvérsias quando sua estimativa não considera a contribuição da capa monolítica. Visando contribuir para o melhor entendimento do comportamento destas lajes, foram confeccionados em laboratório 8 painéis de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado onde as principais variáveis foram a distância entre as nervuras e a espessura da capa. Foram avaliadas as recomendações normativas da NBR 6118, ACI 318 e EUROCODE 2 para as resistências últimas destas lajes. Os resultados experimentais mostraram que houve acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da espessura da capa, resultando também em maiores deformações nas armaduras e em flechas mais elevadas.

Palavras-chave: laje nervurada, cisalhamento, normas.

Received: 6 Jan 2014 • Accepted: 2 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Pará, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

A busca por projetos e soluções estruturais mais econômicas, sofisticadas e eficazes tornou-se uma preocupação para os projetistas. Este quadro favoreceu o surgimento de sistemas estruturais com lajes nervuradas moldadas "in loco", pré-moldadas e/ou protendidas, dentre outras, que trouxeram diversas vantagens em relação às lajes maciças, como liberdade arquitetônica (já que permitem a utilização de grandes vãos) e a simplificação na execução da obra, em termos de fôrmas e escoramentos, quando aplicado em sistemas sem vigas (lajes lisas nervuradas). Segundo BOCHI JÚNIOR [1], a utilização das lajes nervuradas, em virtude da minimização dos custos e prazos, supriu a crescente necessidade de racionalização na construção civil.

No que diz respeito à capacidade resistente das lajes nervuradas, a norma brasileira não traz recomendações para a consideração da capa na resistência ao cisalhamento destas lajes. Assim, este artigo apresenta resultados experimentais que permitem avaliar a participação da capa na resistência ao cisalhamento objetivando contribuir para o melhor entendimento do comportamento estrutural do sistema de lajes nervuradas unidirecionais em concreto armado, sendo que as principais variáveis foram a espessura das capas e o espaçamento dos eixos das nervuras, com ausência de armadura de cisalhamento nas mesmas. O estudo se concentrou na análise dos resultados para as deformações, flechas e resistências últimas, resistências que foram comparadas com estimativas normativas nacionais e internacionais.

2. Revisão bibliográfica

A norma brasileira para estruturas de concreto armado, NBR 6118 [2], define lajes nervuradas como placas de concreto armdo formadas por uma capa apoiada em nervuras, solidarizando-as e compatibilizando seus deslocamentos. As lajes nervuradas são projetadas como um conjunto de vigas T pouco distanciadas entre si, como mostra a Figura 1, e é este espaçamento entre as nervuras que governa o dimensionamento da laje ao cisalhamento.

2.1 Comportamento estrutural

A engenharia estrutural busca melhorar a qualidade dos procedimentos de projetos de concreto armado com relação ao esforço de cisalhamento. Ao contrário da ruptura por flexão, as rupturas por cisalhamento em estruturas de concreto armado são súbitas, com pouco ou nenhum aviso prévio. Além disso, tendem a ser menos previsíveis que as rupturas por flexão, devido aos mecanismos de ruptura consideravelmente mais complexos. As lajes nervuradas unidirecionais apresentam, caracteristicamente, uma configuração de viga T com mesas unidas, sendo necessário o entendimento das tensões de cisalhamento e esforços cortantes que surgirão por solicitações externas. Segundo RÜSCH [3], as fissuras de cisalhamento podem ser originadas a partir de fissuras de flexão. Nestes casos, estas fissuras de flexão, assim que surgem, desencadeiam uma considerável redistribuição de tensões internas com consequências difíceis de calcular e que influenciam a inclinação das fissuras de cisalhamento.

2.2 Vigas de concreto armado sem estribos

De acordo com ROMBACH & LATTE [4], a determinação da capacidade resistente ao cisalhamento em estruturas de concreto armado sem armaduras transversais é um clássico problema estrutural estudado há mais de 100 anos, sendo que esta dificuldade consiste na quantificação da resistência que o concreto compri-



mido pode oferecer frente às solicitações. Apesar deste trabalho, a maioria das pesquisas concentra-se em vigas simplesmente apoiadas ou em lajes abrangendo faixas com carregamentos aplicados sobre a largura total b inferior a 4·d, sendo d a altura útil da laje. Os estudos experimentais mostram que a capacidade resistente ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas: uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares, que será abordada neste item, e outra resistida pela armadura transversal. Ou seja, uma viga, mesmo sem estribos, apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante. MACGREGOR [5] mostra a contribuição das várias componentes dos mecanismos das resistências ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco, como mostrado na Figura 2. Quando a estrutura é solicitada, o cisalhamento é transferido na peça através da linha ABC pelos mecanismos de resistência do concreto: concreto não fissurado (Vcy), engrenamento dos agregados (Va) e encavilhamento da armadura longitudinal (Vd). Imediatamente, após o inclinamento das fissuras de flexão, entre 40% e 60% da resistência total ao cisalhamento é resistida pelo trabalho conjunto de Vd e Vcy. Considerando a parte DEF da estrutura fissurada e assumindo os momentos com relação ao ponto E, tem-se que Vd e Va causam momento em relação ao ponto E, que deve ser equilibrado pela força de compressão C'1. O equilíbrio da resultante horizontal na seção ABDE mostra que T1 = C1 + C'1, e finalmente, T1 = C1 + C'1 devem equilibrar o momento externo desta seção. Com o progresso da fissura diagonal, a parcela Va decresce, aumentando a fração resistida por Vcy e Vd. O encavilhamento, Vd, conduz a separação do concreto ao longo da armadura. Quando ocorre a fissura, Vd cai, aproximando-se de zero. Quando Va e Vd



T-Força de equilibrio de tração

desaparecem, então faz Vcy e C1, com que o resultado de todo o cisalhamento e compressão seja transmitido para a profundidade AB acima da fissura. Neste momento da vida útil da estrutura, a seção AB sendo muita rasa, não resistirá às forças de compressão necessárias para o equilíbrio. Como resultado esta seção esmaga para cima, não trazendo qualquer resistência à solicitação. COLLINS et. al. [6] apresentam uma análise de revisão de 60 anos de pesquisa sobre o comportamento de vigas curtas de concreto armado sem estribos, onde se concluiu que a maior parcela de resistência ao cisalhamento não se encontra na resistência característica do concreto, mas é afetada pelas dimensões do elemento estrutural, pelo engrenamento dos agregados e pelo efeito pino da armadura longitudinal.

De acordo com a ACI-ASCE Comittee 426 [7], para estruturas de concreto armado submetidas a esforços cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos mecanismos capazes de transmitir esforços entre as seções como:

- Engrenamento dos agregados (aggregate interlock): este mecanismo ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies;
- Efeito de arco (arching action): este mecanismo ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos devido à acomodação das tensões de compressão no arco e à intensidade destas tensões depender principalmente da inclinação do arco, sendo diretamente ligada à relação a/d, ou seja, quanto menor o valor do vão de cisalhamento a (vigas curtas), maior o efeito de arco (LEONHARDT & MÖNNIG [8]);
- Concreto não fissurado (cantilever action): este mecanismo ocorre em trechos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada).
- Efeito de encavilhamento da armadura (dowel action-effect): a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido o efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura.

2.3 Fatores significativos para a resistência ao cisalhamento

Estudos analíticos e experimentais revelaram que a capacidade resistente ao cisalhamento em estruturas de concreto é contralada pelos parâmetros a seguir: (1) resistência característica do concreto à compressão (fck), (2) size effect, (3) taxa de armadura longitudinal e (4) força axial.

2.3.1 Resistência característica do concreto à compressão

Normalmente, estruturas de concreto de alta resistência à cmpressão possuem alta capacidade de carga, ou seja, maior resistência ao cisalhamento. Como a resistência do concreto é representada pela combinação das resistências à compressão e tração, então o uso de cada parcela de resistência irá implicar no mecanismo de ruptura da estrutura. Como se supõe que a fissuração do concreto é causada pelas tensões principais de tração, logo a resistência à tração do concreto terá influência decisiva na capacidade de carga ao cisalhamento das estruturas de concreto.

2.3.2 Size effect

KANI [9], em seus estudos com vigas sem estribos, observou que a resistência ao cisalhamento destas estruturas diminui à medida que aumenta a altura da viga. Para tal fenômeno, entende-se que a largura das fissuras é proporcional à profundidade da viga, ou seja, quanto mais larga for a fissura, mais baixa será a capacidade de transferência de atrito entre os agregados, uma vez que a largura das fissuras diminui a capacidade de transferência de cisalhamento entre os agregados por engrenamento. COLLINS & KUCHAMA [10] apresentam estudos em estruturas de concreto armado ausentes de armadura transversal, concluindo que estruturas que possuem maiores alturas, rompem com baixos carregamentos solicitantes. Esta conclusão é mais clara em estruturas confeccionadas com concreto de alta resistência, pois são mais sensíveis a tal efeito.

2.3.3 Taxa de armadura longitudinal

KANI [11], estudando 133 vigas retangulares sem estribos, concluiu que a influência da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento é considerável. Já se foi demonstrado que a porcentagem de taxa de armadura longitudinal regula a altura da resultante de compressão e tensão à tração do concreto. O aumento da taxa de armadura longitudinal aumenta a altura da zona de compressão, bem como diminui a largura das fissuras e, como resultado, há um aumento na resistência ao cisalhamento da estrutura. Esta tem sido amplamente aceita pela comunidade científica e é por isso que a taxa de armadura longitudinal aparece nas fórmulas de resistência ao cisalhamento da maioria dos códigos normativos.

2.3.4 Força axial

É amplamente aceito que a força de tração axial reduz a resistência

ao cisalhamento das estruturas de concreto e que a força de compressão axial, devido à aplicação de carregamentos normais ou de protensão, aumentam a resistência ao cisalhamento de elementos de concreto. Já que a força de tração axial reduz a altura da zona de compressão do concreto, bem como aumenta a largura das fissuras, logo há uma redução da resistência ao cisalhamento da zona de compressão e de transferência nas interfaces das fissura.

3. Recomendações normativas

3.1 NBR 6118 [2]

A norma brasileira traz recomendações distintas para lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais. Lajes nervuradas unidirecionais devem ser calculadas segundo a direção das nervuras, sendo desprezadas a rigidez transversal e a rigidez à torção. Na NBR 6118 [2] prescreve que as lajes nervuradas com espaçamento (I0) entre eixos das nervuras menor ou igual a 650 mm podem prescindir de armadura transversal para resistir às tensões de tração causadas pela força cortante quando o valor solicitante de cálculo não ultrapassar o valor obtido com a Equação 1. Entretanto, se este espaçamento entre as nervuras for superior a 900 mm, a resistência de cálculo ao cisalhamento das nervuras sem armadura transversal pode ser obtida com a Equação 2.

$$V_{Rd} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1, 2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d$$
(1)

Onde,

$$\mathfrak{r}_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ctd} = 0.25 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \ \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w.d} \le 0.02; \ k = (1.6)$$



$$V_{Rd} = V_{c0} = 0,09 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \cdot b_w \cdot d$$

Sendo,

 $\boldsymbol{\tau}_{_{\text{Rd}}}$ = tensão de cisalhamento resistente limite de cálculo;

 f_{ctd}^{rd} = resistência de cálculo do concreto à tração;

 $f_{dk,inf}^{-}$ = resistência característica à tração do concreto com o valor inferior;

A_{si} = área da armadura logitudinal de tração;

b, = largura mínima da seção ao longo da altura útil d.

3.2 ACI 318 [12]

(2)

De acordo com a ACI 318 [12], a resistência ao cisalhamento de peças de concreto armado é baseada na tensão de cisalhamento média da superfície transversal efetiva bw·d, determinada em função das parcelas resistentes do concreto Vc e da armadura de cisalhamento VS, como indicado na Equação 3. Mas para o cálculo de peças sem armadura de cisalhamento, como Vn= Vc, a resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela Equação 4.

$$V_{c} = \left(\sqrt{f_{c}'} + 120 \cdot \rho \cdot \frac{V_{u} \cdot d}{M_{u}}\right) \cdot \frac{1}{7} \cdot b_{w} \cdot d \leq \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c}'} \cdot b_{w} \cdot d$$
(4)



Onde,

f'c < 70 MPa = é a resistência à compressão do concreto; M_{μ} = é o momento fletor último em N.mm.

A norma europeia recomenda que lajes nervuradas não precisem ser dimensionadas a partir da discretização de seus elementos, capa e nervura, desde que o conjunto possua rigidez torsional. Para as seções que não requerem armadura transversal a resistência ao esforço cortante do elemento é dada pela Equação 5.

$$V_{Rd,c} = 0.12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d$$
 (5)

Tabela 1 – Principais características das lajes ensaiadas								
Laje	l₀ (mm)	h, (mm)	d (mm)	f _{ck} (MPa)	ρ (%)			
L1300-30	610	30	277	35,2	1,1			
L1300-50	610	50	277	35,2	1,1			
L1300-80	610	80	277	35,2	1,1			
L1300-100	610	100	277	35,2	1,1			
L2000-30	960	30	277	35,2	1,1			
L2000-50	960	50	277	35,2	1,1			
L2000-80	960	80	277	35,2	1,1			
L2000-100	960	100	277	35,2	1,1			


4. Programa experimental

Neste capítulo descreve-se o programa experimental da pesquisa, que consiste no desenvolvimento dos ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará. Os modelos ensaiados em laboratório não apresentam as mesmas condições de contorno de uma estrutura real, pois esta apresenta uma continuidade na mesa colaborante o que levaria ao aparecimento de solicitações diferentes das de laboratório.

4.1 Características das lajes

Foram ensaiadas até a ruptura 8 painéis de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado. Os painéis foram retangulares e quadrados, onde o grupo L1300, composto de quatro painéis, apresenta dimensões (1300 x 2000) mm² variando-se a altura da capa





(hf) em 30, 50, 80 e 100 mm, enquanto o grupo L2000, composto de quatro lajes, apresenta dimensões (2000 x 2000) mm² e as mesmas variações para a altura da capa (Tabela 1). A altura total das lajes foi de 300 mm. As nervuras componentes das lajes apresentaram 80 mm de largura e foram espaçadas de 610 mm no grupo L1300 e 960 mm no L2000 entre seus eixos – abaixo e acima do limite normativo brasileiro de 650 mm. O cobrimento adotado foi de 15 mm. Todos os painéis apresentam as mesmas







disposições para as armaduras de flexão, constituídas por 2 Ø 12,5 mm com deformação de escoamento determinada experimentalmente de eys=2,3‰ e posicionadas na direção da nervura, a uma altura útil d = 277 mm, resultando em uma taxa geométrica de armdura de flexão r = 1,1% para utilizar a colaboração da armadura longitudinal em sua totalidade e intensificar a participação da altura da capa na resistência ao cisalhamento, e com relação a/d = 2,15. Não foram usadas armaduras de cisalhamento nas nervuras, com o objetivo de ressaltar e quantificar a contribuição da capa na resistência. Em função da ausência da armadura de cisalhamento, houve a possibilidade de ocorrer esmagamento localizado do concreto decorrente das concentrações de tensões nas regiões de apoio e aplicação dos carregamentos e, desta forma, optou- se por reforçar estas regiões utilizando-se dois estribos com diâmetro de 5,0 mm e distantes 100 mm entre si, além de facilitar a montagem das armaduras longitudinais mostradas nas figuras 3 e 4. Já a Figura 5 mostra detalhes das armaduras das nervuras, onde é possivel observar com clareza a posição dos estribos de composição e as distâncias entre apoios e pontos de aplicação do carregamento (ensaio de Stuttgart).

Uma armadura de distribuição foi confeccionada e disposta na capa de todas as lajes, representando a solidarização entre nervura e capa. A deformação de escoamento experimental das barras desta armadura foi eys=4,6‰. Esta armadura visa combater a flexão transversal da capa devido à aplicação do carregamento, bem como representar a situação mais realista baseada na superposição das armaduras de uma laje com o elemento de viga,

principalmente nas lajes do grupo L2000, que tiveram capas verificadas à flexão segundo a norma brasileira.

4.2 Instrumentação das lajes

As deformações das armaduras foram monitoradas utilizando-se extensômetros elétricos de resistência (EERs) fabricados pela Excel Sensores, com grelha de dimensões (3,18 x 3,18) mm² - modelo PA-06-125AA-120L, que foram fixados nas barras de aço. As deformações do concreto na superfície superior das lajes foram monitoradas com extensômetros elétricos de resistência (EERs) também fabricados pela Excel Sensores,- modelo PA-06-201BA-120L. Foram monitoradas as deformações nas nervuras no sentido longitudinal, no meio do vão e na capa, na direção transversal. Os extensômetros foram posicionados nas regiões que apresentaram maiores solicitações de tração para as armaduras de flexão e armaduras de distribuição, e de compressão na face superior do concreto nas lajes (Figura 6). Já as medições de deslocamentos foram obtidas a partir de medidores posicionados na superfície inferior das lajes (Figura 7). Estes medidores eram relogios comparadores digitais da marca Digimess, com curso máximo de leitura de 50 mm e precisão de 0,01 mm, e foram apoiados em estruturas auxiliares sem contato com o sistema de ensaio.

4.3 Execução das lajes

As lajes nervuradas foram confeccionadas em duas etapas, sendo



que na primeira foram moldadas as lajes do grupo L1300 e, na segunda, as lajes do grupo L2000. Os moldes das lajes foram de compensado de madeira de 10 mm de espessura. Em seguida, as armaduras foram montadas e cuidadosamente posicionadas nos moldes com a ajuda de espaçadores plásticos, incluindo a armadura negativa e a armadura de montagem (estribos de composição e grampos), visando à altura útil constante para todas as lajes, como mostra a Figura 8.

A extensometria das armaduras longitudinais das nervuras e de distribuição da capa foi realizada nos pontos definidos de acordo com as especificações de projeto, recebendo um prévio preparo à colagem para remoção das irregularidades superficiais com lima. Após a limpeza superficial, os extensômetros foram colados com adesivos à base de epóxi e, após a realização da soldagem dos terminais de conexão aos cabos, foram protegidos com resina também à base de epóxi para, posteriormente, serem envolvidos por fita de autofusão. A moldagem das lajes foi realizada a partir de concreto usinado fornecido comercialmente, cuja resistência à compressão contratada foi de 30 MPa aos 28 dias, com seixo de 19 mm de diâmetro máximo. Foi necessário um volume aproximado de 3 m³ para concretagem das lajes e dos corpos-de-prova, considerando-se também as eventuais perdas. A concretagem foi finalizada com a regularização da superfície e retirada do excesso de material (Figura 9). Simultaneamente à concretagem das lajes, foram moldados 18 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento para realização dos ensaios para caracterização das propriedades mecânicas do concreto. A cura do concreto se deu em ambiente de laboratório durante 7 dias, feita com sacos de aniagem submetidos à molhagem regular. A figura 10 mostra as lajes identificadas e armazenadas para ensaio.

4.4 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio foi montado sobre a laje de reação do Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) tendo como principal objetivo obter a resposta da estrutura ao carregamento distribuído, aplicado transversalmente às nervuras. Assim, as lajes foram ensaiadas em sistemas simplesmente apoiado em roletes sobre blocos de apoio, suportando o carregamento aplicado perpendicularmente ao eixo longitudinal das nervuras, na face superior do painel, através de um perfil



metálico biapoiado utilizado para distribuição do carregamento em dois pontos simulando uma situação de flexão simples, acoplados ao pórtico de reação fixo à laje do pavimento, de acordo com a Figura 11. Os carregamentos foram estabelecidos por passos de carga a cada 5 kN. Antecedendo ao início de ensaio, as lajes foram sub-

cada 5 kN. Antecedendo ao início de ensaio, as lajes foram submetidas a um pré-carregamento de 0,5 kN com o objetivo de estabilizar o sistema. A montagem do sistema de ensaio foi realizada com o auxílio de uma empilhadeira de capacidade de aproximadamente 50 kN. As informações sobre as deformações foram obtidas utilizando-se um sistema modular de aquisição de dados: ALME-MO ®5690-2 m, da Ahlborn, compatível com o software AMRWin-Control, que procedeu a leitura dos extensômetros posicionados no aço e no concreto.

5. Resultados

5.1 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais (flechas, d) observados experimentalmente são apresentados nas Figuras 12 e 13, e a Tabela 2 apresenta os valores máximos desses deslocamentos. As lajes do grupo L1300 apresentaram curvas semelhantes entre si, vindo a divergir apenas na laje L1300-100, onde há um acentuado distanciamento entre estas curvas. Contudo, as lajes do grupo L2000 apresentam de forma constante este distanciamento, mesmo nas lajes como capas menos espessas. Considerando a laje L1300-100, isto ocorreu devido a sua maior rigidez, resultando em maiores resistência e deslocamentos. Este mesmo comportamento

Tabela 2 – Flechas máximas nas lajes ensaiadas				
Laje	P _u (kN)	δ _{máx} (mm)		
L1300-30	200	1,81		
L1300-50	210	3,56		
L1300-80	290	7,38		
L1300-100	360	11,32		
L2000-30	160	9,54		
L2000-50	220	12,69		
L2000-80	330	14,08		
L2000-100	370	15,41		



foi observado nas lajes do grupo L2000, mas o maior espaçamento entre as nervuras resultou em maiores delocamentos verticais.

Quase todas as lajes ultrapassaram o limite normativo brasileiro para os deslocamentos verticias, onde apenas as lajes L1300-30 e L1300-50 não o fizeram, em virtude de apresentarem menor altura de concreto não fissurado que as demais e, conseqüentemente, menor capacidade resistente. Este comportamento indica que a capa, ou as abas da viga, podem alterar o comportamento da laje e o aumento de sua espessura enrijece de tal forma a laje que sua resistência e deslocamentos verticais aumentam, influenciando sua ductilidade, pois há um incremento da contribuição do concreto comprimido conduzindo a um reequilíbrio das forças resistentes (aço e concreto), permitindo que a armadura longitudinal deforme até atingir a tensão de escoamento do aço. Portanto, o aumento da espessura da capa resultou em maior capacidade resistente das lajes, no escoamento da armadura longitudinal e em maiores flechas.

5.2 Deformações na armadura de flexão e de distribuição

Os gráficos das deformações nas armaduras de flexão e de distri-

buição são apresentados nas Figuras 14 e 15. A Tabela 3 apresenta as deformações máximas do aço das armaduras de flexão das lajes ensaiadas e os respectivos sensores que as registraram. As lajes apresentaram aumento nas deformações das armaduras de flexão proporcionais ao aumento da espessura da capa, permitindo que a armadura longitudinal atingindisse assim a sua deformação de escoamento, sendo que as deformações das armaduras de flexão das lajes L1300-80, L1300-100, L2000-50, L2000-80 e L2000-100, ultrapassaram em 17%, 82%, 8%, 143% e 91% a deformação de escoamento da barra de aço de diâmetro de 12,5 mm (2,3‰), respectivamente.

Analisando os gráficos para as nervuras externas e central é possível perceber que no grupo de lajes L1300 as nervuras apresentaram curvas próximas, sendo que a nervura central apresentou maiores deformações, enquanto que no grupo de lajes L2000 as nervuras apresentam curvas bem díspares, devido à nervura externa apresentar deformações proximas da de escoamento da armadura longitudinal, para as lajes com hf = 80 mm e hf = 100 mm. Isto ocorre porque as lajes L1300 apresentam uma distância entre eixos de nervuras menor que o limite normativo, o que faz como que ela seja calculada como uma laje. Contudo, isto não ocorre nas lajes



L2000, em virtude destas apresentarem uma distância entre eixos de nervuras maior que 650 mm, o que leva a ser calculada como vigas. Portanto, as nervuras centrais das lajes L2000 absorvem maior carregamento, transmitindo através das capas menor intensidade de solicitação para as nervuras externas. Por isso a norma brasileira aponta a necessidade da análise da capa à flexão. As curvas para as deformações da armadura de distribuição mostram que as lajes de ambos os grupos apresentam, inicialmente, valores de deformações muito próximos e, aproximadamente após 200 kN, estes valores tendem a ser proporcionais ao aumento da espessura da capa. Isto ocorre porque o carre-

Tabela 3 – Deformações máximas do aço e concreto das lajes ensaiadas					
Laje	ε _{s,máx} (‰)	ε _{c,máx} (‰)			
L1300-30	1,8 (Es3)	-0,46 (Es1)			
L1300-50	2,1 (Es1)	-0,48 (Es1)			
L1300-80	2,7 (Es1)	-0,39 (Es1 and Es3)			
L1300-100	4,2 (Es1)	-0,82 (Es2)			
L2000-30	1,6 (Es1)	-0,35 (Es1)			
L2000-50	2,5 (Es1)	-0,44 (Es1)			
L2000-80	5,6 (Es1)	-0,67 (Es2 e Es3)			
L2000-100	4,5 (Es2)	-1,02 (Es1)			

Table 4 – Ultimate loads and failure modes of the slabs				
Slab	P _{ys} (kN)	P _u (kN)	Experimental failure mode	Theoretical failure mode
L1300-30	-	200	CSE**	C*
L1300-50	-	210	CSE**	C*
L1300-80	220	290	CCE***	C*
L1300-100	240	360	CCE***	C*
L2000-30	-	160	CSE	C*
L2000-50	180	220	CCE	C*
L2000-80	270	330	CCE	C*
L2000-100	350	370	CCE	C*
*C (Shear); **CS	SE (Shear	without	yielding); ***CCE (S	hear with yielding).

gamento aplicado está próximo do de escoamento da armadura longitudinal, fazendo com que o carregamento que antes era absorvido pela armadura de flexão (agora plastificada) seja redistribuido para mecanismos de resistência do concreto das nervuras e da armadura de distribuição da capa, e é esta capacidade de redistribuição da laje que permite um aumento geral da resistência de lajes com capas mais espessas, mesmo sem a presença de armaduras transversais.



Tabela 5 -	Comparação	entre os resultados	estimados e	experimentais Contract
	• 5			

	NBR 6118	ACI 318	EC 2	Experimental	Comparações er	ntre estima	tivas e resultados
Laje	V _{NBR} (kN)	V _{aci} (kN)	V _{ec2} (kN)	P _u (kN)	P _u /V _{NBR}	P_u/V_{ACI}	P_u/V_{EC2}
L1300-30	240	264	151	200	0,83	0,76	1,32
L1300-50	240	264	151	210	0,88	0,80	1,39
L1300-80	240	264	151	290	1,21	1,10	1,92
L1300-100	240	264	151	360	1,50	1,36	2,38
L2000-30	260	264	151	160	0,62	0,61	1,05
L2000-50	260	264	151	220	0,85	0,83	1,45
L2000-80	260	264	151	330	1,27	1,25	2,18
L2000-100	260	264	151	370	1,42	1,40	2,45

5.3 Deformações no concreto

Os gráficos das deformações no concreto são apresentados nas Figuras 16 e 17. A Tabela 3 apresenta as deformações máximas do concreto nas lajes ensaiadas e os respectivos sensores que as registraram. Ao contrário do que ocorreu nas deformações das armaduras, as lajes não apresentaram um aumento nos valores das deformações do concreto proporcionais ao aumento da espessura da capa, ou pelo menos não ficou claro esta relação, mas todas as deformações foram bem menores que o limite de 3,5‰ para peças fletidas. Em ambos os grupos de lajes as curvas foram muito próximas apenas para os estágios iniciais de carregamento, tendendo a se distanciarem à medida que a ruina se aproximava.

5.4 Padrão de fissuração

O padrão de fissuração foi semelhante para todas as lajes, onde o seu início se deu com a fissuração excessiva das nervuras. Inicialmente, ocorreram fissuras de flexão com posterior inclinação destas próximas aos apoios, o que configurou a iminência da ruptura por cisalhamento, sendo que após determinada carga houve a ruptura, na maioria das lajes, da nervura externa, seguida da nervura central, onde a superfície de ruptura prolongou-se até a capa levando a seu destacamento. Esta forma de ruptura ocorreu devido à nervura central apresentar seção transversal T bem definida, enquanto que as nervuras externas apresentavam seção transversal L, resultando em maior rigidez para a nervura central, ou seja, esta nervura se manteve mais integra que a nervura externa, mesmo sob elevados carregamentos, enquanto que o destacamento de parte da capa confirma a atividade resistente desta em monolitismo com a nervura.

Na superfície superior da laje houve um padrão de fissuração longitudinal no encontro entre capa-nervura, o que indica a presença de momento negativo, sendo que em algumas lajes esta fissuração atingiu a seção transversal da nervura. Esta fissuração na superfície superior é prevista pela norma para as lajes nervuradas com distância entre eixos acima de 650 mm, porém, abaixo deste valor normativo não há nenhuma análise com relação à capa, sendo que as capas das lajes do grupo L1300 apresentaram esta fissuração excessiva paralela às nervuras. Os padrões de fissuração das nervuras externas das lajes são apresentados na Figura 18. Estas nervuras apresentaram maior grau de fissuração e foi onde ocorreu a maioria das rupturas.





5.5 Resistências últimas e modos de ruptura

A Tabela 4 apresenta os modos de ruptura observados e estimados. No grupo L1300 observa-se que 50% das lajes apresentam rupturas ao cisalhamento sem escoamento da armadura longitudinal e as outras com escoamento, ocorrendo nestas últimas em virtude do aumento da área comprimida o que conduziu ao acréscimo de deformação da armadura tracionada, a fim de que o momento resistente da peça seja suficiente para resistir ao momento solicitante. Contudo, em relação ao grupo L2000, apenas a lajes com hf = 30 mm não apresentou escoamento na armadura longitudinal, enquanto que as demais apresentaram o escoamento da armadura tracionada, pois há também o aumento da área comprimida bem como o acréscimo do comprimento da largura colaborante, o que acresceu uma considerável ductilidade no modo de ruptura observado.

Há uma proporcionalidade entre o aumento da espessura da capa colaborante com o aumento da carga última de ruptura. O ganho foi tão relevante que chegou a 80% no grupo L1300 em relação à laje com espessura de capa igual a 30 mm e a 131% no grupo L2000 com relação à laje com espessura de capa igual a 30 mm, demonstrando que o ganho neste grupo é maior do que naquele, pois há a soma do aumento da espessura com o aumento da capa colaborante.

Com o aumento da capacidade resistente devido ao acréscimo de valores da espessura da capa, todas as lajes romperam com intensa fissuração. Romperam ou por cisalhamento com escoamento ou sem escoamento da armadura longitudinal, levando a um colapso precedido por deslocamentos visíveis e pelo desenvolvimento da fissura inclinada de cisalhamento entre os pontos de apoio e carga. Em todas as peças a ruptura por cisalhamento foi bastante acentuada, demonstrando a colaboração dos mecanismos de resistência, principalmente, do engrenamento dos agregados e dos encavilhamento da armadura longitudinal, bem como a altura da área de concreto não fissurado nas lajes com capas mais espessas.

5.6 Análises das prescrições normativas

A Tabela 5 apresenta os resultados estimados pelas normas NBR 6118 [2], AC1318 [12] e EUROCODE 2 [13], bem como os resultados experimentais. Nota-se que estas normas, além de não consideram a contribuição da capa (hf,), apenas a altura útil (d) e largura da nervura (bw) como variáveis referentes à geometria que colaboram para a resistência ao cisalhamento, diferem em suas estimativas devido à verificação como laje ou como viga ou pelos valores da tensão resistente. As normas brasileira e estadunidense superestimaram a resistência ao cisalhamento para as lajes como hf = 30 mm e hf = 50 mm, sendo que a norma europeia apresentou valores mais conservadores em relação aos resultados experimentais. Os melhores resultados foram obtidos para as lajes com espessura de capa de 80 mm e 100 mm, apesar de conservadores, mas de modo geral as normas NBR 6118 [2] e ACI 318 [12] foram mais precisas que a européia EUROCODE 2 [13]. Entrentanto fica claro o coservadorismo das estimativas normativas sem a consideração da participação da capa (ou das abas) na resistência ao cisalhamento das lajes, contribuição esta que é ignorada pelas normas analisadas.

6. Conclusão

Para as lajes ensaiadas foi possível notar que o aumento da es-

pessura da capa proporciona maior resistência ao cisalhamento, porém o grupo L2000 apresentou maiores valores de ruptura em razão também do aumento da largura colaborante. A armadura de flexão da nervura central, como esperado, apresentou maiores deformações, devido à disposição do sistema de ensaio que conduziu maior solicitação sobre esta nervura. Entretanto, mesmo com tal configuração, foi possível notar que as demais nervuras, bem como a capa, colaboraram na resistência. As deformações da armadura longitudinal foram proporcionais ao aumento da altura das capas, devido ao reequilíbrio das forças resistentes frente ao aumento da área de compressão do concreto, que conduziu a armadura a maiores deformações, permitindo o seu escoamento. Nenhuma laje atingiu o limite convencional de deformação do concreto de ruptura de flexão normativo de 3,5‰. Na superfície superior de todas as lajes houve um padrão de fissuração no encontro capa-nervura, o que indica a presença de momento negativo para a estrutura, o que ratifica a prescrição normativa brasileira de análise da capa à flexão em estrutura com distância entre eixos de nervuras maiores que 650 mm. Porém, em lajes com valores menores que 650 mm a norma brasileira não recomenda a análise da capa à flexão, sendo que nas lajes do grupo L1300 a presença do momento negativo foi notada. As estimativas para a resitência última mostraram que as normas NBR 6118 [2] e ACI 318 [12] apresentam valores muito próximos e superestimaram a capacidade resistente para as lajes com capas delgadas, diferentemente do que ocorreu com o EUROCODE 2 [13], que apresentou valores mais conservadores por adotar uma tensão resistente menor.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES, CNPq, ITEGAM e IPEAM pelo apoio financeiro em todas as etapas desta pesquisa.

8. Referências bibliográficas

- [01] BOCHI JÚNIOR, C.F. Lajes Nervuradas de Concreto Armado: Projeto e Execução. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1995.
- [02] ABNT. NBR 6118 Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.
- [03] RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Journal, July 1960. p. 1-28
- [04] ROMBACH, G.; LATTE, S. Shear Resistance of Bridge Decks without Shear Reinforment. Proceeding of the FIB Symposium "Tailor Made Concrete Structures", Amsterdam, 2008.
- [05] MACGREGOR, J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey, Prentice-Hall; Third Edition, 197p.; 1997.
- [06] COLLINS, M.P.; BENTZ, E.C; SHERWOOD, E.G. Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. ACI Structural Journal/September-October, 2008.
- [07] ACI-ASCE Committee 426. The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp. 1091 – 1187.
- [08] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado, v. 1, Rio de Janeiro, Ed. Interciência, 1982, 305p.

- [09] KANI, G. How safe are our large reinforced concrete beams. ACI Journal, 64, 128-141, 1967.
- [10] COLLINS, M.P.; KUCHMA, D. How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?. ACI Structural Journal/July-August, 1999.
- [11] KANI, G. Basic facts concerning shear failure. ACI Journal, 63, 675-692, 1966.
- [12] ACI-318 R. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [13] EUROCODE 2: Design of Concrete Structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings, BS EN 1992-1-1: 2002, British Standards Institution, London, Dec 2002.



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

The role of metakaolin in the protection of concrete against the deleterious action of chlorides

O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos

C. P. FIGUEIREDO ^a cristiano.p.figueiredo@gmail.com

> F. B. SANTOS ^b engfernandobs@gmail.com

> > O. CASCUDO b,c ocascudo@gmail.com

H. CARASEK b,c hcarasek@gmail.com

> P. CACHIM a,e pcachim@ua.pt

A. VELOSA a,d avelosa@ua.pt

Abstract

The objective of this study is to evaluate the protective capacity of concretes produced with metakaolin in relation to the transportation and penetration of chlorides. Thus, from a commercial concrete of fck equal to 30 MPa, more two other concretes were produced by replacing 10% of cement by metakaolin, by weight. In one of them, it was kept the same water/binder of the initial reference mix design (w/b = 0.60), and in the other concrete the compressive strength remained fixed. In all three mixes, the same range of concrete consistency was maintained, with a slump equal to (100 + 10) mm. The front of chlorides in the cement matrix was evaluated by spraying a solution of silver nitrate, after an attack of 8 weekly cycles of wetting and drying using a solution containing chlorides. To obtain an indicative of the internal structure of the concretes, it was carried out the test of water absorption by immersion, which permitted an evaluation of the concrete open porosity, as well as it was performed the analysis of concrete samples by means of XRD and SEM. These studies aimed to verify the potential of metakaolin in fixing chlorides in the form of Friedel's salt, besides providing microstructural analysis of the concretes. It was concluded with this work that the incorporation of metakaolin decreases the diffusivity of chlorides to the extent that this mineral addition produces refinement of the concrete pore structure and also because it induces the formation of Friedel's salt, which becomes it an effective agent in preventing the corrosion of reinforcement in chloride-rich environments.

Keywords: metakaolin, concrete, chlorides, Friedel's salt, durability.

Resumo

O objetivo deste trabalho é avaliar a capacidade de proteção de concretos produzidos com metacaulim em relação ao transporte e penetração de cloretos. Para tanto, a partir de um concreto comercial de fck igual a 30 MPa, foram produzidos mais dois concretos substituindo-se 10% da massa de cimento por metacaulim, a saber: em um dos concretos manteve-se a mesma relação água/aglomerante do traço inicial de referência (a/ag = 0,60) e no outro manteve-se fixa a resistência à compressão. Em todas as três dosagens foi mantida a mesma faixa de consistência do concreto, com abatimento igual a (100 + 10) mm. A frente de cloretos na matriz cimentícia foi avaliada por meio da aspersão de solução de nitrato de prata, após ataque de 8 ciclos semanais de molhagem e secagem em solução contendo cloretos. Foram, então, realizadas avaliações da porosidade aberta, a partir do ensaio de absorção de água por imersão, para se ter um indicativo da estrutura interna dos concretos, assim como se procederam análises de DRX e MEV em amostras de concreto. Estes estudos objetivaram verificar as potencialidades do metacaulim na fixação de cloretos na forma de sal de Friedel, além de propiciar as análises microestruturais dos concretos. Concluiu-se com o trabalho que a incorporação de metacaulim ela induz à formação de sal de Friedel, o que a torna um agente eficaz na prevenção da corrosão das armaduras em ambientes ricos em cloretos.

Palavras-chave: metacaulim, concreto, cloretos, sal de Friedel, durabilidade.

Received: 26 Oct 2013 • Accepted: 27 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal;

Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Brasil; PPG-GECON - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Brasil; GEOBIOTEC, Universidade de Aveiro, Portugal;

LABEST, Universidade de Aveiro, Portugal.

1. Introduction

Environmental concerns caused by the extraction of raw materials and CO_2 emissions in the production of Portland cement led to pressures to reduce the consumption of this constituent of concrete, combined with the need to increase its durability [1]. In this context, mineral additions, including metakaolin (MK), become obvious alternatives. This material was first incorporated in concrete in 1962, in the construction of Jupiá dam, in Brazil, being obtained by calcination of clays rich in kaolinite at temperatures between 650°C and 800°C [2]. This is a highly reactive pozzolanic material [3, 4], whose the silico-aluminous mineralogy typically portrays the following constituents and contents: 50%-55% of SiO₂ and 40%-45% of Al₂O₃.

Arikan *et al.* [5] state that the main advantage in the use of MK in concrete and cement is its high pozzolanic activity, which is the ability to react with Ca(OH)₂ produced during the hydration of Portland cement (PC), forming hydrated calcium silicates and aluminates. Being a very fine material, with 99.9% of particles with size less than 16 µm and an average size of about 3 µm, therefore presenting a high specific surface, metakaolin possesses the ability to accelerate the pozzolanic reaction [6, 7].

The incorporation in the concrete of "superfine" MK particles results in a micro-filler effect, thus improving the packaging of the cement matrix. Thus, the use of MK in cement pastes leads to a refinement of the pore structure [5, 8].

The partial replacement of PC by MK increases compressive strength of the concrete. Li and Ding [9] observed that the maximum strength gain happens for a replacement of 10%. Kim et al. [10], in turn, detected that the improvement in the mechanical properties did not vary much for MK rates between 10% and 15%, but had a decrease in resistance for MK rate of 20% or higher, which indicates that there is an optimal replacement range. In the referred work, the authors concluded that the best replacement rate was 10%, in order to obtain a good relation between the cost of metakaolin and the performance improvement achieved. Additional information on optimum levels of substitution is conveyed by Oliveira and Cascudo [11], and Galvão and Cascudo [12]. According to these authors, the optimal content of a mineral admixture to be used in concrete (in replacement to the cement) is defined by its fineness, so that the finer the material, the lower is its optimal content. According to the cited studies, the optimum levels of different metakaolins varied in a range of 8% to 20%, and the fineness of the MK was the key feature towards the determination of optimal rate.

Regarding the durability of structures, the entry of chlorides in concrete, which brings as a consequence the serious problems of corrosion of steel reinforcement, occurs essentially by three transport mechanisms: absorption, permeability and diffusion, occurring solely or in combination [13-17]. There is still a fourth mechanism of transport, the ionic migration [13, 14, 18-20], motivated by applied external electric fields, however this mechanism is rather unlikely in service situations, but it is present on accelerated methods of chloride penetration or to determine the apparent diffusion coefficient in migration tests [21].

Diffusion is then considered as the main transport process of chlorine ions into the concrete. However, a description of this phenomenon based strictly on Fick's laws consists of a simplification, since the actual mechanism is much more complex. As discussed by Ollivier and Torrenti [21], the presence of other ions in the pore solution (ions of Na⁺, K⁺, Ca²⁺, OH⁻, etc.) influences the rate of entry of Cl⁻, accelerating or slowing its penetration (per mechanisms of repulsion or attraction among electrical charges), which alters the predictions based on pure diffusion, according to Fick's laws. Furthermore, if the concrete cover is not very thick or if it presents high porosity, thereby allowing the occurrence of wetting and drying processes in the concrete, the capillary absorption can be the dominant mechanism [13, 22, 23], which turns the process modelling as a whole something very complex.

The proper use of pozzolanic materials can significantly increase longterm durability of concrete. Gruber *et al.* [24] observed a reduction of the chlorides penetration by 50% and 60% for cement replacement values of 8% and 12%, respectively, by a high reactivity metakaolin. Carasek *et al.* [25] verified the ability of the test AASHTO T277, standardized by ASTM C 1202, to evaluate the protective ability of different concretes exposed to chlorides. In this research several concrete formulations were studied, as well as various mineral additions. It was demonstrated that MK, as well as other mineral additions, is effective in reducing the permeability to chloride in the different analyzed concretes.

The diffusion of chlorides through the concrete mainly depends on the microstructure of the concrete or mortar and on the fixing ability of these ions, and this is one factor that substantially reduces the rate of chloride transport [26-28]. For mixtures in which the binder is ordinary Portland cement, the main chloride binding mechanism is Friedel's salt formation as well as that of the aluminate compounds [29]. The PC anhydrous compound that is faster to react chemically with chlorides is tricalcium aluminate (C₃A). The product of this reaction is known as Friedel's salt (Fs) and its chemical formula is: 3CaO. Al₂O₃.CaCl₂.10H₂O. Thus, a PC with a higher content of C₃A is recommended to ensure the integrity of the steel of reinforced concrete exposed to environments rich in chlorides [30].

In mixtures with supplementary cementitious materials such as MK, it is believed that the binding capacity is a function of the content of aluminates [28]. A recent study by Talero *et al.* [30] demonstrated that Friedel's salt formation in mixtures of PC and pozzolan is mainly related to the content of reactive alumina in each pozzolan. It has been shown that the rate of Fs formation due to the presence of reactive alumina is much greater than that relating to C_3A , thereby enabling rapid formation of Fs in the first case, and slow formation of Fs resulting from the cement C_3A . Along this line, Bothe *et al.* [31] have prepared a series of pastes containing Friedel's salt in equilibrium with other compounds including Al(OH)₃, Ca(OH)₂ and 3CaO.Al₂O₃.6H₂O. The solid phase extracted from one of the preparations and analyzed by X-ray diffraction revealed a pure Cl-AFm phase as shown in the diffractogram in Figure



Table 1 – Chemical characterizations of cement and metakaolin obtained by X-ray fluorescence (XRF)					
Constituents	Cement CP V-ARI RS (%)	Metakaolin (%)			
SiO ₂	26.24	57.81			
Al_2O_3	8.57	34.97			
Fe ₂ O ₃	2.58	1.72			
CaO	47.98	0.05			
MgO	5.63	0.54			
SO ₃	5.30	0.03			
Loss on ignition	1.36	1.88			

1. These authors then concluded that the formation of Friedel's salt in presence of C_3AH_6 acts as a binding agent of the chlorides excess, thus corroborating the various studies cited.

Besides the chemical action of chloride binding as Friedel's salt, MK also produces a physical protection mechanism, since it contributes to the refinement of the pores of the concrete hardened cement paste. With the refinement, the pores become less interconnected and more tortuous, which makes the penetration of chlorides more difficult [21]. This is reflected in considerable gains in terms of performance against reinforcement corrosion [32].

In this scenario, the goal of this work is to improve understanding of the overall mechanism of protection provided by the presence of MK in concrete, with respect to the action of chlorides. This objective can be divided into stages, beginning with a review of the role of MK in the Cl⁻ penetration, passing through an assessment of the internal structure of concrete with MK, and finally, verifying the biding mechanism of chlorides in the form of Friedel's salt.

It is also an aim of this work to analyze the effect of the presence of MK in concretes in the same range of strength, checking how the reduction of binder and the increase of water/binder ratio, compen-

Table 2 – Physical characteristics and pozzolanic activity of binders used					
	Cement CP V-ARI RS	Metakaolin			
Specific gravity ¹ (kg/dm³)	3.11	2.57			
Specific surface area (m²/kg)	411 (Blaine) ²	19 430 (BET)			
Chapèlle – 907 mg Ca(OH) ₂ /g					

¹ ABNT NBR NM 23: 2001 (Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica);

² ABNT NBR NM 76: 1998 (Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar);

³ ABNT NBR 15895: 2010 (Mat. Pozolânicos: Determ. do teor de hidróxido de cálcio fixado – Mét. Chapèlle modificado). sated by the presence of MK, interfere with durability parameters associated with chlorides.

2. Materials and experimental program

To evaluate the effect of the presence of metakaolin in concrete regarding the action of chlorides, an experimental program involving the conception of three different concrete mixes was elaborated. In addition to the reference concrete, two other mixtures were prepared by replacing 10% of cement by metakaolin. In one of them, it was performed an increasing in the water/binder ratio (w/b) in order to achieve mechanical strength similar to that of the reference mixture, enabling considerations in terms of the effect of porosity in the progression of chlorides into the cementitious matrix (analysis of mixtures at the same strength level). In another mixture, the same w/b ratio of the reference concrete was maintained, which means a level of strength higher to the concrete with metakaolin.

2.1 Materials

2.1.1 Cement

The Portland cement used was a Brazilian standardized cement, CP VARI-RS, characterized by giving a high resistance in the early stages of concrete curing and by possessing sulfate resistance. Chemical and physical characterization of the cement is shown in Tables 1 and 2.

2.1.2 Metakaolin

A highly reactive metakaolin (MK) produced by the company *Meta-caulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda*. was used. This material is characterized by containing a high alumina content, as well as by having a high particle fineness and a high specific surface, as can be seen in Tables 1-3.



determinação da finura por meio da peneira 45 μm); ² ABNT NBR NM 23: 2001 (Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica).

Table 4 – Main characteristics of aggregates								
Percentage u in the mix (used %)	Material	Specific gravity ^{1,2} (kg/dm³)	Apparent density ³ (kg/dm³)	Fineness modulus⁴	D _{max} ⁴ (mm)	Microfine material ⁵ (%)	Mineralogical / lithological nature
Sand	30%	Artificial sand	2.68	1.61	3.18	4.75	2.80	Granulite residue
Sand	70%	Natural sand	2.68	1.55	1.74	1.18	0.60	Quartz
Crushed stone	30%	Stone 0 (4,75/12,5)	2.60	1.41	5.86	12.5	1.40	Granulite
Crushed stone	70%	Stone 1 (9,5/25)	2.62	1.40	6.96	25.0	0.60	Granulite

¹ ABNT NBR NM 52: 2009 (Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente);

² ABNT NBR NM 53: 2009 (Agregado graúdo - Determ. da massa específica, massa específica aparente e absorção de água);

³ ABNT NBR NM 45: 2006 (Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios);

⁴ ABNT NBR NM 248: 2003 (Agregados - Determinação da composição granulométrica);

⁵ ABNT NBR NM 46: 2003 (Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem).

2.1.3 Aggregates

Table 4 presents the main characteristics of the used aggregates. Figure 2 displays particle size distribution curves for a better view of the distribution of aggregates in the mixtures carried out.

2.1.4 Plasticizer and superplasticizer admixtures

To keep the slump (obtained by the Abrams cone) within the defined values, it was used a plasticizer admixture of delayed setting (PR), which performed as a strength accelerator, due to its high capacity in reducing the water of concrete (Sikament ® 815). Another admixture, a superplasticizer based on polycarboxylate - N SP-II (Sika ViscoCret ® 6500), was also employed in order to disperse the MK before inclusion in the mixture, thus obtaining a homogeneous mixture. The characteristics of density and pH of the admixtures used are shown in Table 5.

2.1.5 Studied concretes

The reference concrete used was obtained using a commercial mix



proportion usually produced by a ready mix concrete company in the city of Goiania, in Brazil. This concrete mix was formulated by the method of concrete mix design of IPT-EPUSP-IBRACON [34]. The base or reference formulation (Mref) was a concrete of $f_{ck} = 30$ MPa, with w/c ratio = 0.60 and slump equal to (100 ± 20) mm. From this base concrete, two new formulations were obtained. The first (M1) just replacing 10% of cement by MK, in mass, and keeping the same w/b ratio of Mref; and the second (M2) by replacing 10% of cement by MK, in mass, but increasing the w/b ratio in order to maintain the compressive strength of the concrete with MK similar to that of the reference concrete. Details of the concrete mixtures are shown in Table 6.

For the experimental study, cylindrical test specimens of 10 cm in diameter and 20 cm in height were prepared. 24 hours after casting, these cylindrical test specimens were de-molded, identified and placed in tanks filled with lime saturated water, according to ABNT NBR 9479: 2006 [35]. The test specimens remained under these conditions for 27 days, totaling thus 28 days of moist cure, except for the case of specimens tested at 7 days, which were removed from the curing tank at this age, a few hours before testing.

2.2 Methods employed

An experimental campaign was carried out in order to obtain

Table 5 - Characteri	zation of admix	ktures*			
Admixture	Density (kg/dm³)	рН			
Plasticizer – PR (Sikament® 815)	(1.22 ± 0.02)	(5.0 ± 1.0)			
Superplasticizer - SP-II N (Sika ViscoCret® 6500) (1.08 ± 0.02) (5.0 ± 1.0)					
* Characterization data provided by the manufacturer.					

IBRACON Structures and Materials Journal • 2014 • vol. 7 • nº 4

data on the behaviour of concrete with metakaolin in the presence of chlorides and also to assess the influence of the chosen pozzolan on the mechanical performance of concrete. Except for the compressive strength test, all other analyses were performed after the age of 90 days. Between 28 and 90 days, the test specimens were stored in a laboratory environment, protected from solar irradiation, wind and outdoor humidity.

For other testing procedures, X-ray diffraction (XRD) and scanning electron microscopy (SEM), 4 test specimens were reserved, by type of concrete. Of this total, 2 test specimens were submitted to chloride attack and 2 were not attacked, so that samples for these two tests (XRD and SEM) were obtained from these test specimens. In the microscopy analysis, samples were obtained by two different ways: by breaking or by cutting. In the first case, the samples were approximately reduced to cubes with 1 cm sides, taking care to preserve the fractured face (effective face for analysis on which the electron beam was focused); in the second case, when element mapping was performed (as commented below, in subsection 2.2.4), the samples were cut (with the same previous size), and then impregnated and polished for the analysis of concrete cover profile. In the XRD analyses, the samples were extracted in a similar way to that performed for microscopy, but at the end they were ground, so that the analysis could be done with the samples in powder form.

2.2.1 Compressive strength

Compressive strength tests were conducted at ages 7, 28 and 90 days, using three cylindrical test specimens of each studied situation in terms of axial compression, following the procedure of standard ABNT NBR 5739: 2007 [36].

2.2.2 Chloride attack

After 90 days of an initial standardized cure, as previously described, a chloride attack was undertaken in the three series of concrete under study. Two test specimens in total were designated by type of concrete for that attack, with subsequent analysis of the front of chlorides (section 2.2.5) and mineralogical and internal structure evaluation (post attack), by X-ray diffraction and scanning electron microscopy (sections 2.2.3 and 2.2.4). This attack consisted in submitting the test specimens to the contact with a solution of sodium chloride 10% (by weight), by performing 8 weekly cycles of wetting and drying (cycles consisting of 3 days of immersion, followed by 4 days of air drying in a laboratory environment whose relative humidity ranged from 10% to 30% during the test).

2.2.3 X-ray diffraction (XRD)

From the cylindrical test specimens, as previously mentioned, smaller samples were cut, which were subsequently sprayed with care to separate the coarse aggregate from the mortar of concrete samples. These samples were then analyzed in the Philips X-Pert Pro X-ray diffractometer, in the Materials Laboratory of the Department of Geosciences, and in the Rigaku PMG-VH X-ray diffractometer (with radiation CuK α = 1.5405 Å), in the XRD Laboratory of the Department of Ceramics and Glass Engineering, both at the University of Aveiro in Portugal. This technique was performed to detect the presence of Friedel's salt, besides the expected products of cement hydration.

2.2.4 Scanning electron microscopy (SEM)

Fractured and cut samples were observed. The cut samples were impregnated with Araldite® epoxy resin and were subsequently polished to expose a regular surface, allowing the mapping of elements. In this case, the images were produced employing back-scattered electrons (BSE) detectors. The fractured samples, assessed by signs of secondary electrons (SE), were analyzed in LABMIC/UFG - Brazil (Multiuser Laboratory for High-Resolution Microscopy, at the Federal University of Goiás), by means of a JSM - 6610 scanning electron microscope, from JEOL brand, equipped with EDS, model NSS Spectral Imaging, from Thermo-Scientific brand. The polished samples were analyzed at the Department of Ceramics and Glass Engineering, in the Microscopy Laboratory (at the University of Aveiro – Portugal), using a Hitachi SU-70 scanning electron microscope.

In both analyses by SEM, 3 samples were fixed in each sample holder (one sample of each type of concrete). As there were 2 test specimens per type of concrete (attacked or not attacked), there were always 6 samples analyzed by SEM by type of concrete, both for fractured samples and for polished samples, and considering concrete attacked by chlorides or not.

2.2.5 Evaluation of the chloride front by means of spraying of silver nitrate indicator

After eight cycles of wetting and drying in a chlorides containing solution (after 90 days of initial curing), the cylindrical test specimens were splits by diametrical compression, according to ABNT NBR 7222: 2010 [37]. On the fractured faces of the test specimens (concrete exposed surface after its rupture), it was sprayed a solution of silver nitrate (0.05 M). The silver nitrate reacts with the chlorides in the concrete forming a whitish/silver compound, as a result

Table 6 – Formulation of the studied concretes					
Concrete	Binder (CP + MK) (kg/m³)	Cement (kg/m³)	Mix proportion (by weight) binder:sand:stone	w/b	
Mref (100% PC)	330.0	330.0	1 : 2.42 : 3.16	0.60	
M1 (90%PC + 10%MK)	327.0	294.3	(0.9:0.1) : 2.44 : 3.18	0.60	
M2 (90%PC + 10%MK)	288.0	259.2	(0.9:0.1) : 2.88 : 3.58	0.68	

of the precipitation of silver chloride, thus contrasting with the area not attacked, with a darker staining (Figure 3), which allows the measurement of the depth of the chloride front in concrete. Using the software ImageJ [38], it was possible, through the relationship of the dimensions of the picture with the actual measurement, to mark a distance of 30 mm from the top of the ruptured cylindrical test specimen, corresponding to the spot of the first lateral penetration measurement, and withdraw 7 more measures (one every 20 mm). Thus, measurements have taken up concerning the advance of the chlorides (represented by the whitened area) in 16 points of the side walls of the cylinder (8 on each side). Two cylindrical test specimens were analyzed for each concrete mixture, so that the final value assumed as representative of the penetration of the chloride front resulted from an average of measurements on 32 points for each concrete.

2.2.6 Index of voids (open porosity)

Voids index of samples obtained from the cylinders was measured to give an indication of the porous structure of the different concretes. This test allows evaluating the percentage of open pores, which are the pores that are communicable with the exterior, for the considered sample. Part of the procedures employed in this trial followed the recommendations of ABNT NBR 9778: 2009 [39], and 3 cylindrical test specimens of 10 cm diameter by 20 cm in height were used, at the age of 90 days, for each concrete mix proportion.

Figure 3 – Result of the sprinkling of silver nitrate on the test specimen of reference concrete (Mref) disrupted by diametrical compression. The spraying was just performed after the rupture of test specimen, on the fractured surface (right side in the figure). It can be seen a typical lighter peripheral zone of the front of chlorides and a darker inner region (in the core of the test specimen) not affected by chlorides



The performed measurement was based on Archimedes' principle. The liquid used was water. The percentage of open pores was calculated according to the following expression:

$$\Phi = \frac{W_{sat} - W_{dry}}{W_{sat} - W_{sub}} \times 100 \,(\%)$$
⁽¹⁾

In Equation 1, Φ represents the index of voids (open porosity), $W_{_{sat}}$ is the mass of the sample with saturated pores, $W_{_{dry}}$ is the mass of the dry sample and $W_{_{sub}}$ is the mass of the submerged sample with saturated pores.

3. Results and discussion

3.1 Compressive strength

Figure 4 shows the average compressive strength values (Rc) at 7, 28 and 90 days. It is confirmed that the mixture with 10% of replacement of Portland cement by MK and in the same w/b ratio reaches higher strength values than those of the reference mixture (Mref) at all ages. In terms of the M2 mixture, although it does not equal the strength values of Mref, it could achieve similar values. In this way, a concrete in the same strength range, increasing the w/b ratio, was accomplished. This data allows us to evaluate the growth rate of the strength of the various mixtures. In the first seven days, the mixture with greater strength gain, on average, is M1. M2 has a slower increase of strength on account of the binder decrease. In terms of average strength, the concrete with the largest gains in growth is M1 mixture, probably due to the hydration of cement in conjunction with the pozzolanic reactions of MK and also due to the filler effect of this mineral addition, which represents a densifying effect on the concrete microstructure. The M2 mixture has a lower strength growth rate than Mref for the initial time segment, from 7 to 28





days. This rate increases for the period from 28 to 90 days, achieving strength values near those of Mref.

It is clear, from these results, that there is benefit in replacing part of the cement by MK on the mechanical compressive strength, attaining 20% in gains of strength with a substitution of 10%. Increasing the w/b ratio (M2) by decreasing the binder content, it is possible with the addition of MK to achieve a mechanical strength of the same order of magnitude as that of a formulation containing only Portland cement. The projection made for the compressive strength of M2 was similar to that desired, although it resulted in slightly lower values compared to the reference concrete. Considering then small differences in compressive strength between M2 and Mref, the results presented in the following sections may be comparable from the point of view of the properties of concrete in the same strength range as was the intention of this work.



3.2 X-ray diffraction

The following results reflect the two diffraction tests performed in the samples of mixtures under analysis. Initial tests were performed on samples not attacked by chlorides (Mref, M1, M2) and on samples attacked by chlorides, called Mref_Cl, M1_Cl and M2_Cl. In a second phase, a new test of X-ray diffraction was performed, assessing this time only the outer part of the samples taken from cylindrical test specimens. This analysis aimed at obtaining a more defined peak of Friedel's salt, allowing thus to relate and to compare the intensities of this peak among the 3 attacked samples. This would enable the determination of the role of MK as a potentiating agent (or not) in the formation of Friedel's salt. From literature, according to Bothe et al. [31] and Balonis et al. [40], it is known that the most intense Friedel's salt peak is at $2\theta = 11.39^{\circ}$. The XRD patterns shown in Figures 5 and 6, corresponding to the first phase of analysis, showed the presence of the main peak of Friedel's salt (Fs) in the samples attacked by chlorides (in Figure 6, it was limited the 2 θ range of variation of up to a maximum of 20° for a better visualization of the main peak). Although also present in the sample without MK, the main peak indicative of Fs appears clearly more intense in samples corresponding to M1 and M2 mixtures, with metakaolin. As previously discussed, the precipitation of Friedel's salt having only Portland cement in the concrete composition is possible but, as shown by Talero et al. [30], its rate of formation as well as the relevance of the precipitated compounds is much lower when compared to systems containing MK. This is a function of the much higher reactivity of the reactive alumina present in MK compared to the cement C₃A, which is the phase that effectively reacts with the Cl⁻ to produce Friedel's salt. When the chlorides react with the cement aluminates (C₃A), Fs precipitates by slow formation and to a lesser extent, while in the reaction between the Cl⁻ and the reactive alumina of MK, it is produced rapid formation Fs and to a much more significant extent.

In a second analysis, where samples of material from a more peripheral zone of the test specimens were used, therefore more attacked by chlorides, the peaks were even more distinct and prominent for samples with metakaolin, thus confirming the formation of crystalline chloroaluminate complexes (Figure 7). It is worth





mentioning that the XRD technique is semi-quantitative, which means that more intense and sharp peaks give an indication not only of the presence of the compound in analysis (Fs), with greater safety and precision, but also give information of its occurrence in terms of quantity and relevance in the samples analyzed.

It follows, therefore, that the cement replacement by MK promotes the formation of Friedel's salt in the presence of chlorides. This happens due to the high amount of reactive alumina present in MK, which leads the formation of calcium aluminates, increasing thus the fixation of chlorides. Calcium chloroaluminate is then formed by ionic exchange and replacement of OH⁻ ions by Cl⁻ ions. This result enhances, therefore, one of the important mechanisms of protection provided by metakaolin in concrete, with respect to chloride transport, since these ions chemically fixed in the form of stable compounds precipitated in the cement paste are harmless to reinforcement bars inside the concrete [13, 32].

3.3 Scanning electron microscopy

Mapping of elements was performed to determine the presence of calcium chloroaluminate compounds, as well as to verify the microstructure of the cement paste. EDS spectra were also obtained. In the sample from Mref it was chosen an area (Figure 8), where it was possible to observe a large concentration of Cl together with Al and Ca, which may indicate the formation of hydrated calcium chloroaluminate.

In the samples relating to the mixtures M1 and M2 various NaCl crystals were observed. This may indicate the precipitation of chlorides in this form. In M1 it was not possible to observe the formation of chloroaluminate. In M2, in addition to NaCl crystals, there are Cl concentrations which may indicate some complex formation involving chlorides ions and the elements present in the cementitious matrix.

Mapping of elements in the sample M2 is shown in Figure 9, where it can be verified the occurrence of free chlorine and NaCl. On the images of Figure 9, it can be seen a higher concentration of Al and Cl in the presence of calcium, which may indicate the start of formation of chloroaluminate (there is also certain Na content).

A subsequent new mapping was performed in sample M2, as shown in Figure 10, where close to an aggregate it is possible to verify the presence of a high concentration of CI and AI, which may indicate the formation of chloroaluminate.

Analysis by SEM and EDS spectra indicate chloride ions fixed as Friedel's salt. The most outstanding evidence of this was found in mix Mref, in which it was found the formation of lamellas comprising Cl, Al and Ca. In other samples, although the same elements as in Mref have not been detected, they were also observed occasional high concentrations of chlorine combined with aluminum concentrations, in addition to chlorine present in the above mentioned areas. This may indicate the





early of phases formation involving these elements, which may be Friedel's salt.

Despite these initial evidences, it can be said that the results of scanning electron microscopy gave only preliminary indications on the mechanism of chloride binding, not allowing emphatic conclusions on the issue. It should be noted that the expectation concerning the precipitation of calcium chloroaluminate is relatively restricted within the universe of concrete samples, which in turn are small representations of the concrete volume of a test specimen. This means that the technique needs to have high sensitivity to identify small precipitated compounds, as was the case of XRD. Anyway, through the microstructural analysis of fractured samples (using images obtained from SE signals), the positive effects of densification of concrete can be observed, especially in aggregate-paste interface (Figures 11 and 12), caused by the presence of MK, which greatly contributes to the overall performance of concrete, especially in regard to the durability in marine environments.





3.4 Index of voids (open porosity)

The test results of the determination of open porosity (Figure 13) indicate a lower porosity of M1 when compared to Mref. The M2 concrete has a larger void index in comparison with M1 and Mref concretes.

The lowest porosity value of M1 can be attributed to the presence of MK and its densifying effect applied to the cement pastes, as seen in the SEM analysis (Figure 12). The results are as expected: a greater compactness and a lower open porosity of concrete M1 due to the replacement of PC by MK, and a higher porosity of concrete M2 related to its higher w/b ratio.

As a result of lower porosity (case of concrete M1), the entry of chlorides into the cementitious paste is more difficult, as discussed in the analysis on the chloride front (presented in the section 3.5). The measure of the open porosity obtained from the test of water absorption by immersion is a limited result, because it refers to an absolute datum of the void index of concrete. This parameter is partially responsible for the resistance of concretes in relation to chloride penetration. With large differences in porosity between two concretes, it can be concluded on the greater or lesser capacity in resisting to the action of chlorides. However, when only minor differences occur, conclusions may not be drawn. In the present case, concrete M2 has a larger open porosity than concrete M1, as shown in Figure 13, but the difference is small as the concretes M2 and Mref are compared. However, when the penetration of chlorides was analyzed (section 3.5), the front of ions Cl⁻ of the reference concrete was more pronounced than that of concrete M2. Therefore, besides the data of total porosity (as determined in this section), it is also important to know the distribution of pores size, understanding if there was a refinement of pores. A higher volume of micropores (pores smaller than 50 nm), instead of macropores (greater than or equal to 50 nm), even if that means a higher total volume of pores, characterizes a system with a greater refinement of pores, which is always desirable in terms of durability. Greater refinement generally implies a lower amount of interconnected pores and more tortuous pores [21], which in practice means a less permeable cement paste to the transport of chlorides. This may in part explain why the penetration of chlorides in the concrete M2 was lower than in Mref, in spite of being the open porosity of M2 higher than that of Mref. A more precise analysis of this issue can be achieved by means of the results from the techniques of porosimetry by mercury intrusion or porosimetry by nitrogen adsorption.

3.5 Analysis of the chloride front

The sprinkling of silver nitrate provides a readily measurable visual outcome, in which one can obtain an indication of the depth of the chloride front advancement. Table 7 shows the average values of the penetration of chloride front from the outer face of the cylinders. With these results, the improved performance of concretes containing metakaolin is demonstrated. In the first case, with MK replacing cement and at the same w/b ratio (M1) as that of concrete containing only Portland cement (Mref), a reduction of 20% in the Cl⁻ penetration was observed.

Concerning the mixture M2, despite its higher w/b ratio (resulting in increased open porosity) and despite their lower contents of cement and total binders, it also attained an increased resistance to chloride attack when compared to the reference concrete, with a decrease of 10% in the penetration of chloride front. It is verified that, for this test, when the decrease in binder is compensated by an adequate replacement of cement by MK, there is no reduction in the resistance to the advancement of chlorides through the concrete structure. This is due to the fact that MK promotes a densifying effect in concrete when present in addition or in replacement of cement, as discussed in section 3.3 and illustrated in Figure 12; and also, as demonstrated in the XRD results (section 3.2), due to the fact that MK potentiates the formation of Friedel's salt and the consequent binding of chlorides when these ions are propagating through the cement matrix. These two factors allow the avoidance or delay of the penetration of chloride ions and thus prevent them of reaching the reinforcement in the interior of concrete, causing its depassivation.

4. Conclusions

From the present work, the following conclusions can be drawn:

- From the accelerated wetting and drying test using a solution containing chlorides, the decreased penetration of the front of chlorides in concretes containing metakaolin was evident, especially when it was kept the same w/b ratio specified for the reference concrete with f_{ck} equal to 30 MPa.
- Analysis by SEM and EDS spectra provided indications of chloride binding under Friedel's salt form. In Mref, clear evidences of the formation of layers consisting of CI, AI and Ca were found, but also in samples with metakaolin, punctual high chlorine concentrations in conjunction with aluminum concen-

Table 7 – Chloride penetration evaluated by silver nitrate					
w/b	Concrete	Average of the lateral attack (mm)			
0.60	Mref	28.7			
0.60	M1	22.7			
0.68	M2	26.1			

trations were detected, which may indicate the start of formation of Friedel's salt.

- In the XRD analysis, the mechanism of chloride binding in the form of hydrated calcium chloroaluminate became clearer, with the observation of more pronounced peaks of Friedel's salt in the concretes with metakaolin, especially in tests conducted in the surface layers of concrete.
- Measurements of void index of the concretes emphasize the reduction of open porosity of concrete with metakaolin in the same w/b ratio (M1) when compared to the reference concrete (Mref), a fact that became clear in the microstructural analysis of fractured samples, which showed a denser and more compact microstructure for M1. In this case, the reduction of porosity adds to the chloride binding mechanism in the form of Friedel's salt to explain the better performance of this concrete regarding the attack of chlorides.
- For concrete M2, despite its higher w/b ratio and higher open porosity when compared to Mref, the results after 8 attack cycles in a 10% solution of NaCl showed a resistance to the Cl penetration higher than that of Mref (average penetration of chlorides front in M2 about 10% less than Mref). In principle, this is due to the action of chloride binding (Friedel's salt), as seen in XRD tests, but there is probably an effect in terms of pores refinement.

As final considerations to this work, it can be stated with respect to current concretes, with f_{ck} equal to 30 MPa, that the use of metakaolin as a partial substitute for cement demonstrates a very good potential in protecting these concretes against the action of chlorides, as it allows both the refinement of the structure of the cementitious matrix and the binding of chloride ions in the form of Friedel's salt. Combining these two mechanisms, it is possible to produce a delay in the initiation of reinforcing steel corrosion, thereby increasing the service life of reinforced concrete structures.

The use of metakaolin also allows a decrease in the amount of binder in concrete while maintaining the same strength and the performance in terms of reinforcing steel protection with regard to its depassivation caused by chloride ingress. Thus, it can be concluded that for the same range of strength, the use of metakaolin brings benefits in terms of durability. It is possible, in this way, to create an economically and environmentally sustainable concrete by reducing the consumption of Portland cement. Clearly the benefits are even greater when the concrete incorporating metakaolin occurs by partial replacement of cement with a fixed w/b ratio. In this case, there is an effective reduction of porosity, followed by an increase in strength, which means lower rates of chloride transportation inside the concrete.

5. Acknowledgements

The authors thank the company CONCRECON, the LABMIC (of the Federal University of Goiás) and the Laboratory Carlos Campos (Goiânia - Brazil). They also thank the Foundation for Science and Technology of Portugal (*Fundação para a Ciência e a Tecnologia de Portugal*) for funding the project METACAL PTDC/ECM/100431/2008.

6. References

[01] SABIR, B. B.; WILD, S.; BAI, J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v.23, p. 441-54, 2001.

- [02] PERA J. Metakaolin and calcined clays. Cement and Concrete Composites, v.23, 2001.
- [03] POON, C. S.; LAM, L.; KOU, S. C.; WONG Y. L.; WONG, R. Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes. Cement and Concrete Research, v. 31, p. 1301-6, 2001.
- [04] MANSOUR, S. M.; ABADLIA, M. T.; BEKKOUR, K.; MESS-AOUDENE, I. Improvement of rheological behaviour of cement pastes by incorporating metakaolin. European Journal of Scientific Research, v. 42, 2010.
- [05] ARIKAN, M.; SOBOLEV, K.; ERTÜN, T.; YEGINOBALI, A.; TURKER, P. Properties of blended cements with thermally activated kaolin. Construction and Building Materials, v. 23, p. 62-70, 2009.
- [06] SIDDIQUE, R.; KLAUS, J. Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review. Applied Clay Science, v.43, p. 392-400, 2009.
- [07] CACHIM, P.; VELOSA, A.; ROCHA, F. Effect of Portuguese metakaolin on hydraulic lime concrete using different curing conditions. Construction and Building Materials, v. 24, p. 71-8, 2010.
- [08] KHATIB, J. M.; WILD, S. Pore size distribution of metakaolin paste. Cement and Concrete Research, v. 26, p. 1545-53, 1996.
- [09] LI, Z.; DING, Z. Property improvement of Portland cement by incorporating with metakaolin and slag. Cement and Concrete Research, v. 33, p. 579-84, 2003.
- [10] KIM, H-S.; LEE S-H.; MOON H-Y. Strength properties and durability aspects of high strength concrete using Korean metakaolin. Construction and Building Materials, v. 21, p. 1229-37, 2007.
- [11] OLIVEIRA, A. M.; CASCUDO, O. Influência do teor de metacaulim na capacidade de proteção da armadura no concreto sujeito à corrosão. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL DEFECTS AND REPAIRS, 4., Aveiro, 2008. Anais. Aveiro (Portugal): CINPAR, 2008.
- [12] GALVÃO, S. P.; CASCUDO, O. Avaliação do desempenho de argamassas estruturais de reparo com relação à propriedade de aderência em substratos de concreto saturado superfície seca. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CON-CRETO, 47., Olinda, 2005. Anais. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 7, p. 113-125.
- [13] CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas electroquímicas. 1. ed. São Paulo, Pini; Goiânia, Editora UFG, 1997. 237 p.
- [14] RIBEIRO, D. V.; SALES, A.; SOUZA, C. A. C.; ALMEIDA, F. C. R.; CUNHA, M. P. T.; LOURENÇO, M. Z.; HELENE, P. Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, controle e métodos de análise. 1. ed. Rio de Janeiro, Elsevier Brasil, 2013. 244 p.
- [15] SONG, H. W.; SARASWATHY, V; MURALIDHARAN, S.; LEE, C. H.; THANGAVEL, K. Corrosion performance of steel in composite concrete system admixed with chloride and various alkaline nitrites. Corrosion Engineering, Science & Technology, v. 44, p. 408-15, 2009.
- [16] MALHEIRO, R.; MEIRA, G.; LIMA, M.; PERAZZO, N. Influence of mortar rendering on chloride penetration into concrete structures. Cement and Concrete Composites, v. 33, p. 233-9, 2011.

- [17] MCPOLIN, D; BASHEER, P.; LONG, A. E.; GRATTAN, K. T. V.; SUN, T. Obtaining progressive chloride profiles in cementitious materials. Construction and Building Materials, v. 19, p. 666-73, 2005.
- [18] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Chloride diffusivity in red mud-ordinary Portland cement concrete determined by migration tests. Materials Research, v. 14, p. 227-34, 2011. \São Carlos - Impresso\.
- [19] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Effect of red mud addition on the corrosion parameters of reinforced concrete evaluated by electrochemical methods.. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 5, p. 451-9, 2012.
- [20] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Effect of the addition of red mud on the corrosion parameters of reinforced concrete. Cement and Concrete Research, v. 42, p. 124-33, 2011.
- [21] OLLIVIER, J-P.; TORRENTI, J-M. La structure poreuse des betons et les proprietes de transfert. In: OLLIVIER, J-P.; VI-CHOT, A., eds. La durabilité des bétons. 1. ed.. Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008. 868 p.
- [22] SONG, H-W.; LEE, C-H.; ANN, K. Y. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. Cement and Concrete Composites, v. 30, p. 113-21, 2008.
- [23] JAIN, J.; NEITHALATH, N. Electrical impedance analysis based quantification of microstructural changes in concretes due to non-steady state chloride migration. Materials Chemistry and Physics, v. 129, p. 569-79, 2011.
- [24] GRUBER, K. A.; RAMLOCHAN, T.; BODDY, A.; HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A. Increasing concrete durability with high-reactivity metakaolin. Cement and Concrete Composites, v. 23, p. 479-84, 2001.
- [25] CARASEK, H.; CASCUDO, O.; FERREIRA, R. B.; YSSOR-CHE-CUBAYNES M-P.; OLLIVIER, J-P. L'essai AASHTO T 277 et la protection des bétons contre la corrosion des armatures. European Journal of Environmental and Civil Engineering - EJECE, v. 15, p. 49-75, 2011.
- [26] BAI, J.; WILD, S.; SABIR, B. B. Chloride ingress and strength loss in concrete with different PC-PFA-MK binder compositions exposed to synthetic seawater. Cement and Concrete Research, v. 33, p. 353-62, 2003.
- [27] HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Corrosion resistance and chloride diffusivity of volcanic ash blended cement mortar. Cement and Concrete Research, v. 34, p. 695-702, 2004.
- [28] ZIBARA, H.; HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A; STANISH, K. Influence of the C/S and C/A ratios of hydration products on the chloride ion binding capacity of lime-SF and lime-MK mixtures. Cement and Concrete Research, v. 38, p. 422-6, 2008.
- [29] SAIKIA, N.; KATO, S.; KOJIMA, T. Thermogravimetric investigation on the chloride binding behaviour of MK-lime paste. Thermochim Acta, v. 444, p. 16-25, 2006.
- [30] TALERO, R.; TRUSILEWICZ, L.; DELGADO, A.; PEDRA-JAS, C.; LANNEGRAND, R.; RAHHAL, V. Comparative and semi-quantitative XRD analysis of Friedel's salt originating from pozzolan and Portland cement. Construction and Building Materials, v. 25, p. 2370-80, 2011.

- [31] BOTHE, J. V.; BROWN, P. W.; PHREEQ, C. Modeling of Friedel's salt equilibria at 23±1 °C. Cement and Concrete Research, v. 34, p. 1057-63, 2004.
- [32] BATIS, G; PANTAZOPOULOU, P.; TSIVILIS, S.; BADOGI-ANNIS, E. The effect of metakaolin on the corrosion behavior of cement mortars. Cement and Concrete Composites, v. 27, p. 125-30, 2005.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 15894-1. Metacaulim para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta; Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2010.
- [34] TUTIKIAN, B.; HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: ISAIA, G. C., ed. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo, IBRACON, 2011. v. 1, cap. 12, p. 415-51.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 9479. Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova; especificação. Rio de Janeiro, 2006.
- [36] _____. NBR 5739. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.
- [37] _____. NBR 7222. Argamassas e concreto determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.
- [38] RASBAND, W. S. ImageJ. U. S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, http://imagej.nih.gov/ij/, 1997-2012.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 9778. Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2009.
- [40] BALONIS, M.; LOUTHENBACH, B.; LE SAOUT, G.; GLASS-ER, F. P. Impact of chloride on the mineralogy of hydrated Portland cement systems. Cement and Concrete Research, v. 40, n. 7, p. 1009-22, 2010.



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

The role of metakaolin in the protection of concrete against the deleterious action of chlorides

O papel do metacaulim na proteção dos concretos contra a ação deletéria de cloretos

C. P. FIGUEIREDO ^a cristiano.p.figueiredo@gmail.com

> F. B. SANTOS ^b engfernandobs@gmail.com

> > O. CASCUDO b,c ocascudo@gmail.com

H. CARASEK b,c hcarasek@gmail.com

> P. CACHIM a,e pcachim@ua.pt

A. VELOSA a,d avelosa@ua.pt

Abstract

The objective of this study is to evaluate the protective capacity of concretes produced with metakaolin in relation to the transportation and penetration of chlorides. Thus, from a commercial concrete of fck equal to 30 MPa, more two other concretes were produced by replacing 10% of cement by metakaolin, by weight. In one of them, it was kept the same water/binder of the initial reference mix design (w/b = 0.60), and in the other concrete the compressive strength remained fixed. In all three mixes, the same range of concrete consistency was maintained, with a slump equal to (100 + 10) mm. The front of chlorides in the cement matrix was evaluated by spraying a solution of silver nitrate, after an attack of 8 weekly cycles of wetting and drying using a solution containing chlorides. To obtain an indicative of the internal structure of the concretes, it was carried out the test of water absorption by immersion, which permitted an evaluation of the concrete open porosity, as well as it was performed the analysis of concrete samples by means of XRD and SEM. These studies aimed to verify the potential of metakaolin in fixing chlorides in the form of Friedel's salt, besides providing microstructural analysis of the concretes. It was concluded with this work that the incorporation of metakaolin decreases the diffusivity of chlorides to the extent that this mineral addition produces refinement of the concrete pore structure and also because it induces the formation of Friedel's salt, which becomes it an effective agent in preventing the corrosion of reinforcement in chloride-rich environments.

Keywords: metakaolin, concrete, chlorides, Friedel's salt, durability.

Resumo

O objetivo deste trabalho é avaliar a capacidade de proteção de concretos produzidos com metacaulim em relação ao transporte e penetração de cloretos. Para tanto, a partir de um concreto comercial de fck igual a 30 MPa, foram produzidos mais dois concretos substituindo-se 10% da massa de cimento por metacaulim, a saber: em um dos concretos manteve-se a mesma relação água/aglomerante do traço inicial de referência (a/ag = 0,60) e no outro manteve-se fixa a resistência à compressão. Em todas as três dosagens foi mantida a mesma faixa de consistência do concreto, com abatimento igual a (100 + 10) mm. A frente de cloretos na matriz cimentícia foi avaliada por meio da aspersão de solução de nitrato de prata, após ataque de 8 ciclos semanais de molhagem e secagem em solução contendo cloretos. Foram, então, realizadas avaliações da porosidade aberta, a partir do ensaio de absorção de água por imersão, para se ter um indicativo da estrutura interna dos concretos, assim como se procederam análises de DRX e MEV em amostras de concreto. Estes estudos objetivaram verificar as potencialidades do metacaulim na fixação de cloretos na forma de sal de Friedel, além de propiciar as análises microestruturais dos concretos. Concluiu-se com o trabalho que a incorporação de metacaulim ela induz à formação de sal de Friedel, o que a torna um agente eficaz na prevenção da corrosão das armaduras em ambientes ricos em cloretos.

Palavras-chave: metacaulim, concreto, cloretos, sal de Friedel, durabilidade.

Received: 26 Oct 2013 • Accepted: 27 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal;

Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Brasil; PPG-GECON - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Brasil; GEOBIOTEC, Universidade de Aveiro, Portugal;

LABEST, Universidade de Aveiro, Portugal.

1. Introdução

As preocupações ambientais causadas pela extração de matérias primas e emissão de CO_2 na produção do cimento Portland levaram a pressões para a redução do consumo deste constituinte do concreto, conjugadas à necessidade de se aumentar a durabilidade [1]. Nesse contexto, surgem como alternativas as adições minerais, entre elas o metacaulim (MK), que pela primeira vez foi incorporado ao concreto em 1962 na barragem de Jupiá, no Brasil, sendo obtido pela calcinação de argilas ricas em caulinita a temperaturas entre 650°C e 800°C [2]. Trata-se de um material pozolânico, altamente reativo [3, 4], cuja mineralogia sílico-aluminosa retrata tipicamente os seguintes constituintes e teores: 50%-55% de SiO₂ e 40%-45% de Al₂O₃.

Arikan *et al.* [5] afirmam que a principal vantagem no uso de MK em concretos e cimentos é a sua alta atividade pozolânica, ou seja, a capacidade de reagir com o Ca(OH)₂ produzido durante o processo de hidratação do cimento Portland (CP), formando silicatos e aluminatos de cálcio hidratados. Por ser um material muito fino, 99,9% de partículas com tamanho menor que 16 µm e com um tamanho médio de aproximadamente 3 µm, tendo assim alta superfície específica, o metacaulim possui a capacidade de acelerar a reação pozolânica [6, 7].

A incorporação no concreto de partículas "superfinas" de MK resulta num efeito de microfíler, melhorando assim o empacotamento da matriz cimentícia. Dessa forma, o emprego de MK em pastas de cimento leva a um refinamento da estrutura dos poros [5, 8].

A substituição parcial de CP por MK aumenta a resistência à compressão do concreto. Li e Ding [9] observaram que o ganho de resistência máximo acontece para uma substituição de 10%. Kim et al. [10], por sua vez, observaram que a melhoria nas propriedades mecânicas não variava muito para taxas entre 10% e 15%, mas que havia uma diminuição da resistência para taxas iguais a 20% ou superiores, o que denota haver uma faixa de substituição ótima. Nesse trabalho, os autores concluíram que o melhor teor de substituição foi igual a 10%, de forma a se obter uma boa relação entre o custo do metacaulim e a melhoria de desempenho alcançada. Uma informação adicional a agregar sobre os teores ótimos de substituição é trazida por Oliveira e Cascudo [11], e Galvão e Cascudo [12]. Segundo esses autores, o teor ótimo de uma adição mineral ao concreto (em substituição ao cimento) é definido pela sua finura, de modo que quanto mais fino o material menor o teor ótimo. De acordo com os citados estudos, os teores ótimos de diferentes metacaulins variaram numa faixa de 8% a 20%, sendo a finura do MK o aspecto determinante para a definição do teor ótimo.

No que tange à durabilidade das estruturas, a entrada de cloretos no concreto, que traz como consequência os graves problemas de corrosão das armaduras, ocorre, essencialmente, por três mecanismos de transporte: absorção, permeabilidade e difusão, podendo haver a combinação de dois desses mecanismos e, em situações específicas, até os três mecanismos [13-17]. Existe ainda um quarto mecanismo de transporte, a migração iônica [13, 14, 18-20], motivada por campos elétricos externos aplicados, no entanto esse mecanismo é bastante improvável em situações de serviço, sendo presente nos métodos acelerados de penetração de cloretos ou para determinação do coeficiente de difusão aparente em ensaios de migração [21].

A difusão é, então, tida como o principal processo de transporte de íons cloro para o interior do concreto. Porém, sua descrição baseada estritamente nas leis de Fick consiste em uma simplificação, já que o mecanismo real é muito mais complexo. Como discutido por Ollivier e Torrenti [21], a presença de outros íons na solução dos poros (íons de Na⁺, K⁺, Ca²⁺, OH⁻, etc.) interferem na velocidade de ingresso do Cl-, acelerando ou retardando sua penetração (por mecanismos de repulsão ou atração entre cargas elétricas), o que altera as previsões baseadas em difusão pura, conforme as leis de Fick. Além disso, se o cobrimento for pouco espesso ou caso ele se apresente com elevada porosidade, permitindo com isso a ocorrência de processos de molhagem e secagem no concreto, a absorção capilar pode ser o mecanismo dominante [13, 22, 23], o que torna a modelagem do processo como um todo algo muito complexo.

O uso apropriado de materiais pozolânicos pode aumentar de forma significativa a durabilidade em longo prazo do concreto. Gruber *et al.* [24] verificaram uma redução da penetração de cloretos de 50% e 60% para substituições do cimento de 8% e 12%, respetivamente, por um metacaulim de alta reatividade. Carasek *et al.* [25] verificaram a capacidade do ensaio AASHTO T277, normalizado pela ASTM C 1202, de avaliar a capacidade de proteção de diferentes concretos expostos aos cloretos. Nesta pesquisa foram estudadas várias formulações de concreto, assim como várias adições minerais. Demonstrou-se que o MK, assim como outras adições minerais, é eficaz na redução da permeabilidade aos cloretos nos diferentes concretos analisados.

A difusão de cloretos através do concreto depende, principalmente, da microestrutura do concreto ou argamassa e da capacidade de fixação desses íons, sendo este um fator que reduz substancialmente a taxa de transporte dos cloretos [26-28]. Para misturas de cimento Portland comum, o principal mecanismo de fixação de cloretos é a formação de sal de Friedel e de complexos relacionados aos aluminatos [29]. O composto anidro do CP que reage quimicamente e mais rapidamente com os cloretos é o aluminato tricálcico (C₃A). O produto dessa reação é conhecido como sal de Friedel (Fs) e a sua fórmula química é: 3CaO.Al₂O₃.CaCl₂.10H₂O. Assim, um CP com um maior teor de C₃A é recomendado para garantir a integridade do aço do concreto armado exposto a ambientes ricos em cloretos [30].

Nas misturas com materiais cimentícios suplementares, como o MK, acredita-se que a capacidade de fixação é função do conteúdo de aluminatos [28]. Um estudo recente de Talero *et al.* [30] demonstrou que a formação de sal de Friedel de misturas de CP e pozolana está principalmente relacionada com o teor de alumina reativa de cada pozolana. Foi demonstrado que a taxa de formação de Fs devida à alumina reativa é muito maior do que aquela referente ao C₃A, estabelecendo-se, assim, Fs de formação rápida no primeiro caso, sendo de formação lenta o Fs resultante do C₃A do cimento. Nessa linha, Bothe *et al.* [31]



Tabela 1 – Caracterizações químicas do cimento e do metacaulim obtidas por fluorescência de raio X (FRX)					
Constituintes	Cimento CP V-ARI RS (%)	Metacaulim (%)			
SiO ₂	26,24	57,81			
Al_2O_3	8,57	34,97			
Fe ₂ O ₃	2,58	1,72			
CaO	47,98	0,05			
MgO	5,63	0,54			
SO ³	5,30	0,03			
Perda ao fogo	1,36	1,88			

prepararam uma série de pastas contendo sal de Friedel em equilíbrio com outros sólidos incluindo $AI(OH)_3$, $Ca(OH)_2 e 3CaO.AI_2O_3.6H_2O. A$ fase sólida extraída de uma das preparações mostrou, por meio de difração de raios X, ser uma fase pura CI-AFm, como se pode ver no difratograma da Figura 1. Esses autores concluíram, então, que a formação de sal de Friedel em presença do C_3AH_6 atua como um fixador do excesso de cloretos, corroborando assim os vários estudos citados. Além da ação química de fixação de cloretos na forma de sal de Friedel, o MK também produz um mecanismo físico de proteção, uma vez que contribui para um refinamento de poros da pasta de cimento endurecida do concreto. Com o refinamento, os poros tornam-se menos interconectados e mais tortuosos, o que dificulta a penetração de cloretos [21]. Isto se reflete em ganhos consideráveis em relação ao desempenho frente à corrosão das armaduras [32].

Posto o presente cenário, o objetivo geral deste trabalho é, então, compreender melhor o mecanismo global de proteção dado pela presença de MK no concreto, no tocante à ação de cloretos. Este objetivo pode ser dividido em etapas, começando por uma avaliação do papel do MK na penetração de Cl⁻, passando por uma avaliação da estrutura interna de concretos com MK e, por fim, verificando o

Tabela 2 – Características físicas e atividade pozolânica dos aglomerantes utilizados			
Cimento CP V-ARI RS	Metacaulim		
3,11	2,57		
411 (Blaine) ²	19 430 (BET)		
_	907 mg Ca(OH) ₂ /g		
	Cimento CP V-ARI RS 3,11 411 (Blaine) ²		

 ABNT NBR NM 23: 2001 (Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica);

² ABNT NBR NM 76: 1998 (Cimento Portland – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar);

³ ABNT NBR 15895: 2010 (Mat. Pozolânicos: Determ. do teor de hidróxido de cálcio fixado – Mét. Chapèlle modificado).

mecanismo de fixação de cloretos na forma de sal de Friedel. Procura-se também analisar o efeito da presença do MK em concretos na mesma faixa de resistência, verificando de que forma a diminuição de aglomerante (ligante) e o aumento da relação água/aglomerante, compensada pela presença de MK, interferem em parâmetros de durabilidade associados aos cloretos.

2. Materiais e programa experimental

Para avaliar o efeito da presença de metacaulim no concreto quanto à ação dos cloretos, foi elaborado um programa experimental que envolveu a concepção de três diferentes concretos. Além do concreto de referência, sem substituição, foram preparadas mais duas misturas com substituição de 10% de cimento por metacaulim. Em uma delas aumentou-se a relação água/aglomerante (a/ag) na perspectiva de igualar a resistência mecânica com a mistura de referência e perceber o efeito da porosidade na progressão dos cloretos na matriz cimentícia (análise de misturas sob o mesmo patamar de resistência). Na outra mistura, manteve-se rigidamente a mesma relação a/ag do concreto de referência, o que significa um padrão de resistência mais elevado para o concreto com metacaulim.

2.1 Materiais

2.1.1 Cimento

O cimento utilizado foi um CP V-ARI RS, caracterizado por conferir uma resistência elevada nos primeiros momentos de cura do concreto e por possuir resistência aos sulfatos; a caracterização química e física do cimento está apresentada nas Tabelas 1 e 2.

2.1.2 Metacaulim

Foi utilizado MK de alta reatividade produzido pela empresa Metacaulim do Brasil Indústria e Comércio Ltda. Este material é carac-



² ABNT NBR NM 23: 2001 (Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica).

Tabela 4 - Principais características dos agregados									
Percento no	agem traço	utilizada) (%)	Material	Massa específica ^{1,2} (kg/dm³)	Massa unitária³ (kg/dm³)	Módulo de finura⁴	D _{máx} ⁴ (mm)	Material pulverulento ⁶ (%)	Natureza mineralógica/ litológica
Ar	eia 3	30%	Areia artificial	2,68	1,61	3,18	4,75	2,80	Resíduo de granulito
Ar	eia 7	70%	Areia natural	2,68	1,55	1,74	1,18	0,60	Quartzosa
Br	rita 3	30%	Brita 0 (4,75/12,5)	2,60	1,41	5,86	12,5	1,40	Granulito
Br	rita 7	70%	Brita 1 (9,5/25)	2,62	1,40	6,96	25,0	0,60	Granulito

¹ ABNT NBR NM 52: 2009 (Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente);

² ABNT NBR NM 53: 2009 (Agregado graúdo - Determ. da massa específica, massa específica aparente e absorção de água);

³ ABNT NBR NM 45: 2006 (Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios);

⁴ ABNT NBR NM 248: 2003 (Agregados - Determinação da composição granulométrica);

⁵ ABNT NBR NM 46: 2003 (Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem).

terizado por conter um alto teor em alumina, ser bastante fino e ter elevada área específica, como se pode verificar nas Tabelas 1 a 3.

2.1.3 Agregados

Na Tabela 4 são apresentadas as principais características dos agregados utilizados. Na Figura 2 são sobrepostas as curvas da distribuição granulométrica para uma melhor visualização da distribuição de agregados nas misturas realizadas.

2.1.4 Aditivos plastificante e superplastificante

Para se manter o abatimento obtido pelo cone de Abrams dentro dos valores definidos foi usado um aditivo plastificante de pega retardada (PR) com alto poder de redução de água para concreto e acelerador de resistência (Sikament® 815). Foi também usado aditivo superplastificante à base de policarboxilato – SP-II N (Sika ViscoCret® 6500) para dispersar o MK antes de ser incluído na mistura e, assim, conseguir uma mistura homogênea. As características de densidade e pH dos aditivos utilizados encontram-se na Tabela 5.



2.1.5 Concretos estudados

O concreto de referência utilizado foi obtido de um traço comercial habitualmente produzido por uma empresa de serviço de concretagem da região metropolitana de Goiânia, no Centro Oeste do Brasil. Este traço de concreto foi formulado a partir do método de dosagem de concretos do IPT-EPUSP-IBRACON [34].

A formulação base ou de referência (Mref) era a de um concreto de f_{ck} = 30 MPa, com relação a/c = 0,60 e abatimento do tronco de cone igual a (100±20) mm. A partir deste concreto base, foram obtidas duas novas formulações. A primeira (M1) apenas substituindo 10% de cimento por MK, em massa, e mantendo-se a mesma relação a/ag de Mref; e a segunda (M2) substituindo 10% de cimento por MK, em massa, mas aumentando a relação a/ag, de maneira a manter a resistência à compressão do concreto em valores similares à mistura de referência. Os detalhes das misturas estão representados na Tabela 6.

Para o estudo experimental, foram preparados corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Ao final de 24 horas da moldagem, esses corpos de prova cilíndricos foram desmoldados, identificados e colocados dentro de tanques de água saturada com cal, de acordo com a ANBT NBR 9479: 2006 [35]. Os corpos de prova permaneceram nessas condições durante 27 dias, totalizando assim 28 dias de cura úmida, exceção feita aos corpos de prova destinados aos ensaios de resistência à com-

Tabela 5 - Caracterização dos aditivos*			
Densidade (kg/dm³)	рН		
(1,22 ± 0,02)	(5,0 ± 1,0)		
(1,08 ± 0,02)	(5,0 ± 1,0)		
	zação dos adi Densidade (kg/dm³) (1,22 ± 0,02) (1,08 ± 0,02)		

* Dados de caracterização fornecidos pelo fabricante.

pressão aos 7 dias, que foram removidos do tanque de cura nesta idade, algumas horas antes do ensaio.

2.2 Métodos empregados

Foi realizada uma campanha experimental que permitiu conhecer o comportamento do concreto com metacaulim relativamente à presença de cloretos e também avaliar a influência desta pozolana no desempenho mecânico do concreto. Excetuando a avaliação da resistência à compressão, todas as demais análises foram realizadas após a idade de 90 dias. Entre 28 e 90 dias, os corpos de prova ficaram armazenados em ambiente de laboratório, protegidos de incidência solar, de ventos e de umidade externa.

Ressalta-se que para os ensaios de difratometria de raios X (DRX) e microscopia eletrônica de varredura (MEV), foram reservados 4 corpos de prova no total, por tipo de concreto. Desse total, 2 corpos de prova foram submetidos ao ataque por cloretos e 2 não foram atacados, de modo que as amostras para esses dois ensaios (DRX e MEV) foram obtidas desses corpos de prova. Nas análises ao microscópio, foram obtidas amostras de duas formas diferentes: por fratura e por corte. No primeiro caso, as amostras foram reduzidas para volumes aproximadamente cúbicos com 1 cm de lado, com o cuidado de se preservar a face fraturada (face efetiva de análise, sobre a qual incidia o feixe de elétrons); no segundo caso, quando se procedeu ao mapeamento de elementos (como se comenta mais adiante, no subitem 2.2.4), as amostras eram cortadas (com as mesmas dimensões anteriores), e em seguida impregnadas e polidas, para análise do perfil de cobrimento. Nas análises por DRX, as amostras eram extraídas de maneira similar às de microscopia, porém ao final elas eram pulverizadas (moídas), de modo que a análise se deu com as amostras na forma de pó.

2.2.1 Resistência à compressão

Foram realizados ensaios de resistência à compressão nas idades de 7, 28 e 90 dias, submetendo-se 3 corpos de prova cilíndricos de cada situação estudada à compressão axial, seguindo as prescrições de ensaio constantes na norma ABNT NBR 5739: 2007 [36].

2.2.2 Ataque de cloretos

Após 90 dias de uma cura inicial e padronizada, conforme comentado anteriormente, procedeu-se a um ataque de cloretos nas três séries de concreto em estudo. Foram designados 2 corpos de prova no total, por tipo de concreto, para esse ataque, com posterior análise da frente de cloretos (subitem 2.2.5) e investigação mineralógica e da estrutura interna (pós ataque), por difratometria de raios X e por microscopia eletrônica de varredura (subitens 2.2.3 e 2.2.4). Esse ataque consistiu em submeter os corpos de prova ao contato com uma solução de 10% de cloreto de sódio, em massa, por meio da realização de 8 ciclos semanais de molhagem e secagem (ciclos constituídos de 3 dias de imersão, seguidos de 4 dias de secagem ao ar, em ambiente de laboratório, cuja umidade relativa do ar variou de 10% a 30% no período do ensaio).

2.2.3 Difratometria de raios X (DRX)

Dos corpos de prova cilíndricos, como comentado anteriormente, cortaram-se amostras menores, que foram posteriormente pulverizadas, com o cuidado de se separar os agregados graúdos da argamassa do concreto. Estas amostras foram então analisadas no Difratômetro de Raios X Philips X-Pert Pro, no Laboratório de Materiais do Departamento de Geociências, e no Difratômetro de Raios X Rigaku PMG-VH, com radiação CuK α =1,5405 Å, no Laboratório de DRX do Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro, ambos na Universidade de Aveiro, em Portugal. Através desta técnica buscou-se detectar a presença de sal de Friedel, além dos produtos esperados de hidratação do cimento.

2.2.4 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Foram observadas amostras por fratura e por corte. As amostras por corte foram impregnadas com resina epoxy Araldite®, tendo sido posteriormente polidas de forma a expor uma superfície regular, permitindo o mapeamento de elementos. Neste caso, as imagens foram produzidas empregando-se detectores de elétrons retroespa-Ihados (detectores BSE - Back-Scattered Electrons). As amostras fraturadas, avaliadas por meio de sinais de elétrons secundários (SE - Secondary Electrons), foram analisadas no LABMIC/UFG -Brasil (Laboratório Multiusuário de Microscopia de Alta Resolução, da Universidade Federal de Goiás), por meio de um microscópio eletrônico de varredura JSM – 6610, da marca JEOL, equipado com EDS, modelo NSS Spectral Imaging, da marca ThermoScientific. As amostras polidas foram analisadas no Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro no Laboratório de Microscopia - UA - Portugal, utilizando um microscópio eletrônico de varredura Hitachi SU-70. Em ambas as análises ao MEV, eram fixadas 3 amostras por vez no porta amostras, sendo uma amostra de cada tipo de concreto. Como eram 2 corpos de prova por tipo de concreto (atacados ou não atacados), sempre se tinham 6 amostras analisadas ao MEV por tipo de concreto, tanto para amostras fraturadas, quanto para amostras polidas, e considerando o concreto atacado por cloretos

Tabela 6 – Formulação dos concretos estudados					
Concretos	Aglomerante (CP + MK) (kg/m³)	Cimento (kg/m³)	Traço unitário (massa) aglomerante:areia:pedra	a/ag	
Mref (100% PC)	330,0	330,0	1 : 2,42 : 3,16	0,60	
M1 (90%PC + 10%MK)	327,0	294,3	(0,9:0,1) : 2,44 : 3,18	0,60	
M2 (90%PC + 10%MK)	288,0	259,2	(0,9:0,1) : 2,88 : 3,58	0,68	

ou não.

2.2.5 Avaliação da frente de cloretos por meio da aspersão de indicador à base de nitrato de prata

Após os oito ciclos de molhagem e secagem em solução contendo cloretos (na seguência de 90 dias de cura inicial), romperam-se os corpos de prova cilíndricos de concreto por compressão diametral, de acordo com a ABNT NBR 7222: 2010 [37]. Na face fraturada dos corpos de prova foi feita aspersão de solução de nitrato de prata (0,05 M). O nitrato de prata ao reagir com os cloretos presentes no concreto forma um composto esbranquiçado/prateado, decorrente da precipitação de cloreto de prata, contrastando assim com a zona não atacada, de coloração mais escura (Figura 3), o que permite mensurar a profundidade da frente de cloretos no concreto. Utilizando o programa informático ImageJ [38], foi possível, por meio da relação das dimensões da fotografia com a medida real, marcar uma distância de 30 mm a partir do topo do corpo de prova cilíndrico rompido, correspondendo ao local da primeira medida de penetração lateral e retirar-se mais 7 medidas (uma a cada 20 mm). Assim. tiraram-se medidas do avanco da frente de cloretos. representado pela área esbranquiçada, em 16 pontos das paredes laterais do cilindro (8 em cada lado). Foram analisados 2 corpos de prova cilíndricos para cada mistura, de modo que o valor final assumido como representativo da penetração da frente de cloretos resultou na média das medidas obtidas em 32 pontos para cada concreto.

2.2.6 Índice de vazios (porosidade aberta)

Foi analisado o índice de vazios de amostras retiradas dos

Figura 3 - Resultado da aspersão de nitrato de prata no corpo de prova do concreto de referência (Mref) rompido por compressão diametral.
A aspersão foi realizada na banda rompida do lado direito na figura, podendo-se perceber uma zona periférica mais clara típica da frente de cloretos e uma zona interior mais escura (no núcleo do corpo de prova) não atingida pelos cloretos



cilindros para se obter uma indicação da estrutura porosa dos diferentes concretos. Este ensaio permite avaliar a percentagem de poros abertos, ou seja, comunicáveis com o exterior, em relação à amostra considerada. Parte dos procedimentos empregados neste ensaio seguiu as recomendações da ABNT NBR 9778: 2009 [39], e foram empregados 3 corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, na idade de 90 dias, para cada traço de concreto. A medição efetuada foi baseada no princípio de Arquimedes. O

líquido usado foi a água. A percentagem de poros abertos foi calculada segundo a seguinte expressão:

$$\Phi = \frac{W_{sat} - W_{seco}}{W_{sat} - W_{sub}} \times 100 \,(\%) \tag{1}$$

Na Equação 1, Φ representa o índice de vazios (porosidade aberta), W_{sat} é a massa da amostra com os poros saturados, W_{seco} é a massa da amostra seca e W_{sub} é a massa da amostra submersa com os poros saturados.

3. Resultados e discussão

3.1 Resistência à compressão

A Figura 4 apresenta os valores médios da resistência à compressão (Rc) aos 7, 28 e 90 dias. Confirma-se que a mistura com substituição de 10% do cimento por MK e com mesma relação a/ag atinge valores de resistência superiores aos da mistura de referência (Mref) para todas as idades. A mistura M2, apesar de não igualar os valores de resistência de Mref, consegue obter valores bastante próximos. Conseguiu-se assim obter um concreto na mesma faixa de resistência aumentando a relação a/ag. Esses dados permitem avaliar a taxa de crescimento da resistên-

cia das diversas misturas. Nos primeiros 7 dias, a mistura com





maior ganho de resistência, em termos médios, é M1. M2 tem um aumento de resistência mais lento, por diminuição do aglomerante. Em termos de resistência média, a mistura com maiores ganhos de crescimento é a mistura M1, provavelmente devido à hidratação do cimento conjugada com as reações pozolânicas do MK e ao seu efeito fíler, densificador da microestrutura do concreto. A mistura M2 tem uma taxa de crescimento de resistência mais reduzida que Mref no primeiro segmento, dos 7 aos 28 dias. Esta taxa aumenta para o período dos 28 aos 90 dias, permitindo obter uma resistência próxima de Mref.

Percebe-se, desses resultados, o benefício da substituição de parte do cimento por MK em relação à resistência mecânica à compressão, podendo com uma substituição de 10% obterem-se ganhos de 20% de resistência. Aumentando a relação a/ag (M2), por diminuição do ligante, é possível, com a adição de MK, ter uma resistência



mecânica da mesma ordem de grandeza da resultante de uma formulação contendo apenas cimento Portland. A projeção realizada para a resistência de M2 foi próxima do desejado, embora tenha resultado em valores levemente inferiores em relação ao concreto de referência. Considerando, então, pequenas as diferenças de resistência à compressão entre M2 e Mref, podem-se considerar os resultados apresentados nos tópicos seguintes comparáveis sob o ponto de vista das propriedades entre concretos na mesma faixa de resistência, como foi intenção deste trabalho.

3.2 Difratometria de raios X

Os resultados seguintes refletem os dois ensaios de difração efetuados nas amostras das misturas em análise. Inicialmente realizaram-se ensaios com amostras não atacadas por cloretos (Mref, M1, M2) e com amostras atacadas por cloretos, denominadas Mref_CI, M1_CI e M2_CI. Em uma segunda fase, foi realizado um novo ensaio de difração de raios X, moendo-se apenas a parte externa das amostras retiradas dos corpos de prova cilíndricos, para se tentar obter um pico mais definido do Sal de Friedel e relacionar-se as intensidades deste pico entre as 3 amostras atacadas, podendo-se assim determinar e perceber se o MK é um agente potencializador da formação de Sal de Friedel ou não. Da literatura, segundo Bothe *et al.* [31] e Balonis *et al.* [40], sabe-se que o pico mais intenso do Sal de Friedel apresenta-se em $2\theta = 11,39^{\circ}$.

Os difratogramas apresentados nas Figura 5 e 6, correspondentes à primeira fase de análises, mostram a presença do pico principal do Sal de Friedel (Fs) nas amostras atacadas por cloretos (na Figura 6 restringiu-se a amplitude de variação de 20 até um máximo de 20°, para melhor visualização do pico principal). Apesar de estar também presente nas amostras sem MK, o pico principal indicativo de Fs apresenta-se mais intenso nas amostras correspondentes às misturas M1 e M2, com metacaulim. Como discutido anteriormente, a precipitação de sal de Friedel tendo-se apenas o cimento Portland na composição do concreto é possível, mas, conforme demonstrado por Talero *et al.* [30], sua taxa de formação, bem como a relevância dos compostos precipitados é muito menor quando se compara a sistemas contendo MK. Isto se dá em função da reatividade muito maior da alumina reativa presente



Figura 8 - Mapeamento de elementos de uma zona de Mref considerada



no MK em comparação ao C₃A do cimento, que é a fase que efetivamente reage com o Cl⁻ para produzir sal de Friedel. Quando os cloretos reagem com os aluminatos do cimento (C₃A), precipita-se Fs de formação lenta, em menor escala, ao passo que a reação do Cl⁻ com a alumina reativa do MK produz Fs de formação rápida, de ocorrência muito mais relevante.

Numa segunda análise, onde foram usadas amostras de material proveniente de uma zona mais periférica dos corpos de prova, por isso mais atacada por cloretos, observaram-se picos ainda mais distintos e destacados para as amostras com metacaulim, ratificando, assim, a formação de complexos de cloroaluminatos cristalinos (Figura 7). Cabe salientar que a técnica de DRX é semiquantitativa, o que significa que picos mais intensos e acentuados dão indicação não apenas da presença do composto em análise (Fs), com maior segurança e precisão, mas também dão informação de sua ocorrência em maior quantidade e relevância nas amostras analisadas.

Infere-se, assim, que a substituição de cimento por MK promove a formação de sal de Friedel quando da presença de cloretos. Isto acontece devido à elevada quantidade de alumina reativa presente no MK, que propicia a formação de aluminatos de cálcio, potencializando, dessa forma, a fixação de cloretos. Forma-se, assim, cloroaluminato de cálcio por troca iônica e substituição dos íons OH⁻ por íons Cl⁻. Este resultado ressalta, portanto, um dos mecanismos importantes de proteção fornecidos ao concreto pelo metacaulim, no que tange ao transporte de cloretos, já que estes íons fixados quimicamente na forma de compostos estáveis precipitados na pasta de cimento são inócuos em relação ao ataque às armaduras no interior do concreto [13, 32].

3.3 Microscopia eletrônica de varredura

Foram realizados mapeamentos de elementos para se determinar a presença de compostos de cloroaluminatos de cálcio e verificar a microestrutura da pasta cimentícia. Foram também obtidos espectros EDS. Na amostra retirada de Mref foi escolhida uma zona (Figura 8), onde foi possível observar uma grande concentração de CI em conjunto com AI e Ca, podendo indicar a formação de cloroaluminato de cálcio hidratado.

Nas amostras referentes às misturas M1 e M2 foram observados vários cristais de NaCl. Isto pode indicar precipitação de cloretos sob esta forma. Em M1 não foi possível observar a formação de cloroaluminato. Em M2, além dos cristais de NaCl, existem concentrações de Cl que podem indicar alguma formação de complexos de elementos envolvendo os cloretos e os elementos presentes na matriz cimentícia.

Foi realizado o mapeamento de elementos na amostra M2, apresentado na Figura 9, onde se pode verificar a presença de NaCl e de cloro livre. Nas imagens da Figura 9, é marcada uma concentração mais elevada de Al e Cl na presença de cálcio, o que





pode indicar o início da formação de cloroaluminato, apresentando ainda um pouco de Na.

Realizou-se, na sequência, um novo mapeamento na amostra M2, apresentado na Figura 10, onde próximo a um agregado é possível verificar a presença de uma elevada concentração de CI e AI, podendo indicar a formação de cloroaluminato.

As análises ao MEV e os respetivos espectros EDS apontam para uma fixação de cloretos sob a forma de sal de Friedel. Foram encontradas evidências mais destacadas em Mref da formação de



Apesar dessas evidências iniciais, pode-se dizer que os resultados de microscopia eletrônica de varredura deram indicações apenas prelimi-





nares sobre o mecanismo de fixação de cloretos, não permitindo conclusões enfáticas sobre a questão. É preciso salientar que a expectativa de precipitação de cloroaluminatos de cálcio é relativamente restrita dentro do universo das amostras de concreto, que por sua vez são representações pequenas do volume de concreto de um corpo de prova. Isto significa que a técnica precisa ter alta sensibilidade para identificar os pequenos compostos precipitados, como foi o caso da DRX. De toda maneira, na análise microestrutural de amostras fraturadas (por meio de imagens obtidas de sinais SE), podem-se observar os efeitos positivos de densificação do concreto, notadamente na interface pastaagregado (Figuras 11 e 12), ocasionados pela presença do MK, o que muito contribui para o desempenho global dos concretos, em especial no que se refere à durabilidade em ambientes marinhos.

3.4 Índice de vazios (porosidade aberta)

Os resultados do ensaio da determinação da porosidade aberta (Figura 13) indicam uma menor porosidade de M1 em relação a Mref. O concreto M2 tem um maior índice de vazios em comparação a M1 e a Mref.

O menor valor de porosidade de M1 pode ser atribuído à presença de MK e ao seu efeito densificador da pasta, como visto nas análises ao MEV (Figura 12). Os resultados estão de acordo com o esperado: uma maior compacidade e menor porosidade aberta do concreto M1 devidas à substituição de CP por MK, e uma maior porosidade do concreto de relação a/ag mais elevada, o M2.

Como consequência da menor porosidade (caso do concreto M1), a entrada de cloretos na pasta cimentícia é dificultada, como se discute na análise da frente de cloretos, apresentada no item 3.5. A medida da porosidade aberta obtida do ensaio de absorção de água por imersão é um resultado limitado, pois ele se atém a um dado absoluto do índice de vazios do concreto. Este parâmetro representa parcialmente a resistência dos concretos em relação à penetração de cloretos. Em grandes diferenças de porosidade entre dois concretos, pode-se concluir sobre a maior ou menor capacidade em resistir à ação dos cloretos. Contudo, em diferenças menores, não se pode tirar conclusões. No caso em questão, o concreto M2 possui maior porosidade aberta do que o concreto M1, como mostrado na Figura 13, mas a diferença é pequena em relação ao concreto Mref. Ao se analisar, porém, a penetração de cloretos (item 3.5), a frente de íons Cl- do concreto de referência foi mais pronunciada do que a do concreto M2. Portanto, além do dado da porosidade total (como determinada neste item), importa também conhecer a distribuição do tamanho de poros, percebendo se houve refinamento de poros. Um volume maior de microporos (poros de dimensões inferiores a 50 nm) em detrimento dos macroporos (iguais ou superiores a 50 nm), mesmo que isso signifique um maior volume total de poros, caracteriza um sistema com maior refinamento de poros, o que sempre é desejável em termos de durabilidade. Refinamento maior implica, em geral, poros menos interconectados e mais tortuosos [21], o que na prática significa uma pasta de cimento menos permeável ao transporte de cloretos. Isto pode, em parte, explicar porque a penetração de cloretos foi menor no concreto M2 do que em Mref, apesar da porosidade aberta de M2 ser maior que a de Mref, o que se consegue por meio de análises através de porosimetria por intrusão de mercúrio ou de porosimetria por adsorção de nitrogênio.

3.5 Análise da frente de cloretos

A aspersão de nitrato de prata fornece um resultado visual, facilmente mensurável, onde se pode obter uma indicação da profundidade do avanço da frente de cloretos. Na Tabela 7 são apresentados os valores médios da penetração da frente de cloretos pela face externa dos cilindros.

Com esses resultados, fica demonstrada a melhor performance dos concretos contendo metacaulim. No primeiro caso, com MK em substituição ao cimento e a mesma relação a/ag (M1) em relação ao concreto contendo apenas cimento Portland (Mref), observou-se uma redução da penetração de 20%.

A mistura M2, apesar da maior relação a/ag (o que resultou em maior porosidade aberta) e apesar dos menores teores de cimento e de aglomerantes totais, também conseguiu apresentar uma maior resistência ao ataque de cloretos em relação ao concreto de referência, com penetração cerca de 10% inferior. Verifica-se, para este ensaio, que a diminuição de ligante, quando compensada por uma substituição de cimento por MK, não significa uma redução da resistência relativamente ao avanço dos cloretos pela estrutura do concreto. Isto se deve ao efeito densificador que o MK tem no concreto quando presente em adição ou em substituição ao cimento, como comentado no item 3.3 e ilustrado na Figura 12; e, ainda, como se demonstrou nos resultados de DRX (item 3.2), devido ao fato do MK potencializar a formação de Sal de Friedel e consequente fixação de cloretos quando da sua propagação pela matriz cimentícia. Estes dois fatores permitem evitar ou atrasar a propagação de íons cloreto e, assim, impedir que estes cheguem à armadura no interior do concreto, causando a sua despassivação.

Tabela 7 – Penetração de cloretos avaliada pelo nitrato de prata				
a/ag	Concreto	Média do ataque lateral (mm)		
0,60	Mref	28,7		
0,60	M1	22,7		
0,68	M2	26,1		

4. Conclusões

Do presente trabalho, as seguintes conclusões podem ser listadas:

- A partir de ensaio acelerado de molhagem e secagem em solução contendo cloretos, ficou evidente a menor penetração da frente de cloretos em concretos contendo metacaulim, especialmente quando se manteve a mesma relação a/ag do concreto de referência de f_{ok} igual a 30 MPa.
- As análises ao MEV e os respetivos espectros EDS dão indícios da fixação de cloretos sob a forma de sal de Friedel. Foram encontradas evidências mais destacadas em Mref da formação de camadas constituídas por Cl, Al e Ca, mas também nas amostras com metacaulim foram observadas elevadas concentrações pontuais de cloro conjugado com concentrações de alumínio, o que pode indicar o início da formação de sal de Friedel.
- Nas análises por DRX, ficou mais claro o mecanismo de fixação de cloretos na forma de cloroaluminato de cálcio hidratado, tendo-se observado picos mais acentuados de sal de Friedel nos concretos com metacaulim, notadamente em análises realizadas nas camadas superficiais dos concretos.
- As determinações de índices de vazios dos concretos ressaltam a redução de porosidade aberta do concreto com metacaulim na mesma relação a/ag (M1) em comparação ao concreto de referência (Mref), fato que ficou claro nas análises microestruturais das amostras fraturadas, que mostraram uma microestrutura mais densa e mais compacta para esse concreto M1. Neste caso, a redução de porosidade se soma ao mecanismo de fixação de cloretos na forma de sal de Friedel para explicar o melhor desempenho desse concreto em face do ataque por cloretos.
- Em relação ao concreto M2, apesar de sua maior relação a/ ag e da maior porosidade aberta em relação a Mref, os resultados após 8 cliclos de ataque em solução a 10% de NaCl mostraram uma resistência à penetração de Cl⁻ superior em relação a Mref (penetração média da frente de cloretos em M2 cerca de 10% inferior a Mref). Isto se deve em princípio à ação de fixação de cloretos (sal de Friedel), como verificado nos ensaios de DRX, mas provavelmente há um efeito em termos de refinamento de poros.

Como considerações finais ao presente trabalho, pode-se afirmar em relação a concretos de resistência usual de mercado, com f_{ck} igual a 30 MPa, que a utilização de metacaulim como substituto parcial do cimento demonstra um potencial muito bom na proteção desses concretos contra a ação dos cloretos, já que permite o refinamento da estrutura da matriz cimentícia e a fixação dos íons cloreto sob a forma de Sal de Friedel. Conjugando estes dois mecanismos pode-se conseguir retardar o início da corrosão das armaduras, aumentando assim a vida útil das estruturas.

O uso de metacaulim permite também diminuir a quantidade de aglomerante no concreto mantendo a resistência mecânica e o desempenho quanto à proteção das armaduras relativamente aos cloretos causadores da despassivação. Conclui-se, assim, que para concretos na mesma faixa de resistência, o uso de metacaulim traz benefícios no que se refere ao aumento da durabilidade. É possível, dessa forma, tornar o concreto um material economicamente e ambientalmente mais sustentável, por redução no consumo de cimento Portland. Evidentemente que os benefícios são ainda maiores ao concreto quando a incorporação do metacaulim ocorre, por substituição parcial do cimento, mantendo-se fixa a relação a/ag. Neste caso, verifica-se uma efetiva redução de po-

rosidade, com aumento na resistência, o que significa menores taxas de transporte dos cloretos no interior do concreto.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem às empresas Concrecon e Metacaulim do Brasil, assim como aos laboratórios LABMIC (da Universidade Federal de Goiás) e Carlos Campos (Goiânia – Brasil). Também agradecem à Fundação para a Ciência e a Tecnologia de Portugal pelo financiamento do projeto METACAL PTDC/ECM/100431/2008.

6. Referências bibliográficas

- [01] SABIR, B. B.; WILD, S.; BAI, J. Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v.23, p. 441-54, 2001.
- [02] PERA J. Metakaolin and calcined clays. Cement and Concrete Composites, v.23, 2001.
- [03] POON, C. S.; LAM, L.; KOU, S. C.; WONG Y. L.; WONG, R. Rate of pozzolanic reaction of metakaolin in high-performance cement pastes. Cement and Concrete Research, v. 31, p. 1301-6, 2001.
- [04] MANSOUR, S. M.; ABADLIA, M. T.; BEKKOUR, K.; MESS-AOUDENE, I. Improvement of rheological behaviour of cement pastes by incorporating metakaolin. European Journal of Scientific Research, v. 42, 2010.
- [05] ARIKAN, M.; SOBOLEV, K.; ERTÜN, T.; YEGINOBALI, A.; TURKER, P. Properties of blended cements with thermally activated kaolin. Construction and Building Materials, v. 23, p. 62-70, 2009.
- [06] SIDDIQUE, R.; KLAUS, J. Influence of metakaolin on the properties of mortar and concrete: A review. Applied Clay Science, v.43, p. 392-400, 2009.
- [07] CACHIM, P.; VELOSA, A.; ROCHA, F. Effect of Portuguese metakaolin on hydraulic lime concrete using different curing conditions. Construction and Building Materials, v. 24, p. 71-8, 2010.
- [08] KHATIB, J. M.; WILD, S. Pore size distribution of metakaolin paste. Cement and Concrete Research, v. 26, p. 1545-53, 1996.
- [09] LI, Z.; DING, Z. Property improvement of Portland cement by incorporating with metakaolin and slag. Cement and Concrete Research, v. 33, p. 579-84, 2003.
- [10] KIM, H-S.; LEE S-H.; MOON H-Y. Strength properties and durability aspects of high strength concrete using Korean metakaolin. Construction and Building Materials, v. 21, p. 1229-37, 2007.
- [11] OLIVEIRA, A. M.; CASCUDO, O. Influência do teor de metacaulim na capacidade de proteção da armadura no concreto sujeito à corrosão. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL DEFECTS AND REPAIRS, 4., Aveiro, 2008. Anais. Aveiro (Portugal): CINPAR, 2008.
- [12] GALVÃO, S. P.; CASCUDO, O. Avaliação do desempenho de argamassas estruturais de reparo com relação à propriedade de aderência em substratos de concreto saturado superfície seca. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CON-CRETO, 47., Olinda, 2005. Anais. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 7, p. 113-125.
- [13] CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas electroquímicas. 1. ed. São Paulo, Pini; Goiânia, Editora UFG, 1997. 237 p.
- [14] RIBEIRO, D. V.; SALES, A.; SOUZA, C. A. C.; ALMEIDA, F. C. R.; CUNHA, M. P. T.; LOURENÇO, M. Z.; HELENE, P. Corrosão em estruturas de concreto armado: Teoria, controle e métodos de análise. 1. ed. Rio de Janeiro, Elsevier Brasil, 2013. 244 p.
- [15] SONG, H. W.; SARASWATHY, V; MURALIDHARAN, S.; LEE, C. H.; THANGAVEL, K. Corrosion performance of steel in composite concrete system admixed with chloride and various alkaline nitrites. Corrosion Engineering, Science & Technology, v. 44, p. 408-15, 2009.
- [16] MALHEIRO, R.; MEIRA, G.; LIMA, M.; PERAZZO, N. Influence of mortar rendering on chloride penetration into concrete structures. Cement and Concrete Composites, v. 33, p. 233-9, 2011.
- [17] MCPOLIN, D; BASHEER, P.; LONG, A. E.; GRATTAN, K. T. V.; SUN, T. Obtaining progressive chloride profiles in cementitious materials. Construction and Building Materials, v. 19, p. 666-73, 2005.
- [18] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Chloride diffusivity in red mud-ordinary Portland cement concrete determined by migration tests. Materials Research, v. 14, p. 227-34, 2011. \São Carlos - Impresso\.
- [19] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Effect of red mud addition on the corrosion parameters of reinforced concrete evaluated by electrochemical methods.. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 5, p. 451-9, 2012.
- [20] RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Effect of the addition of red mud on the corrosion parameters of reinforced concrete. Cement and Concrete Research, v. 42, p. 124-33, 2011.
- [21] OLLIVIER, J-P.; TORRENTI, J-M. La structure poreuse des betons et les proprietes de transfert. In: OLLIVIER, J-P.; VI-CHOT, A., eds. La durabilité des bétons. 1. ed.. Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2008. 868 p.
- [22] SONG, H-W.; LEE, C-H.; ANN, K. Y. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. Cement and Concrete Composites, v. 30, p. 113-21, 2008.
- [23] JAIN, J.; NEITHALATH, N. Electrical impedance analysis based quantification of microstructural changes in concretes due to non-steady state chloride migration. Materials Chemistry and Physics, v. 129, p. 569-79, 2011.
- [24] GRUBER, K. A.; RAMLOCHAN, T.; BODDY, A.; HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A. Increasing concrete durability with high-reactivity metakaolin. Cement and Concrete Composites, v. 23, p. 479-84, 2001.
- [25] CARASEK, H.; CASCUDO, O.; FERREIRA, R. B.; YSSOR-CHE-CUBAYNES M-P.; OLLIVIER, J-P. L'essai AASHTO T 277 et la protection des bétons contre la corrosion des armatures. European Journal of Environmental and Civil Engineering - EJECE, v. 15, p. 49-75, 2011.
- [26] BAI, J.; WILD, S.; SABIR, B. B. Chloride ingress and strength loss in concrete with different PC-PFA-MK binder compositions exposed to synthetic seawater. Cement and Concrete Research, v. 33, p. 353-62, 2003.
- [27] HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Corrosion resistance and chloride diffusivity of volcanic ash blended cement mortar.

Cement and Concrete Research, v. 34, p. 695-702, 2004.

- [28] ZIBARA, H.; HOOTON, R. D.; THOMAS, M. D. A; STANISH, K. Influence of the C/S and C/A ratios of hydration products on the chloride ion binding capacity of lime-SF and lime-MK mixtures. Cement and Concrete Research, v. 38, p. 422-6, 2008.
- [29] SAIKIA, N.; KATO, S.; KOJIMA, T. Thermogravimetric investigation on the chloride binding behaviour of MK-lime paste. Thermochim Acta, v. 444, p. 16-25, 2006.
- [30] TALERO, R.; TRUSILEWICZ, L.; DELGADO, A.; PEDRA-JAS, C.; LANNEGRAND, R.; RAHHAL, V. Comparative and semi-quantitative XRD analysis of Friedel's salt originating from pozzolan and Portland cement. Construction and Building Materials, v. 25, p. 2370-80, 2011.
- [31] BOTHE, J. V.; BROWN, P. W.; PHREEQ, C. Modeling of Friedel's salt equilibria at 23±1 °C. Cement and Concrete Research, v. 34, p. 1057-63, 2004.
- [32] BATIS, G; PANTAZOPOULOU, P.; TSIVILIS, S.; BADOGI-ANNIS, E. The effect of metakaolin on the corrosion behavior of cement mortars. Cement and Concrete Composites, v. 27, p. 125-30, 2005.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 15894-1. Metacaulim para uso com cimento Portland em concreto, argamassa e pasta; Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2010.
- [34] TUTIKIAN, B.; HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland. In: ISAIA, G. C., ed. Concreto: Ciência e Tecnologia. 1. ed. São Paulo, IBRACON, 2011. v. 1, cap. 12, p. 415-51.
- [35] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 9479. Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova; especificação. Rio de Janeiro, 2006.
- [36] _____. NBR 5739. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.
- [37] _____. NBR 7222. Argamassas e concreto determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.
- [38] RASBAND, W. S. ImageJ. U. S. National Institutes of Health, Bethesda, Maryland, USA, http://imagej.nih.gov/ij/, 1997-2012.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS -ABNT. NBR 9778. Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica; método de ensaio. Rio de Janeiro, 2009.
- [40] BALONIS, M.; LOUTHENBACH, B.; LE SAOUT, G.; GLASS-ER, F. P. Impact of chloride on the mineralogy of hydrated Portland cement systems. Cement and Concrete Research, v. 40, n. 7, p. 1009-22, 2010.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Grout enrichment of RCC for face of dams

Enriquecimento com calda do CCR para face de barragens

A. P. WENDLER ^a apwendler@gmail.com

J. MARQUES FILHO ^b jmarquesfilho@gmail.com

J. M. M. FRANCO FILHO ° joaquimmmff@jmalucelli.com.br

M. BIANCHINI ª mauriciobianchini.mk@gmail.com

Abstract

The construction of RCC dams emphasizes the minimization of interferences, such as execution of the upstream face, to ensure productivity. The study sought to evaluate the physical properties of the grout enriched RCC, replacing the conventional concrete usually employed in the face, using the same materials, concrete core, labor and equipment used in construction of the Maua Hydro Power Plant. Thus were made site experimental prisms (with different water / cement ratios and grout amounts) and subsequent core drilling, which were subjected to mechanical tests and permeability. The results showed that for grout water / cement ratio 0.74, the resulting material met the design specifications for cement consumption markedly lower (between 70 and 85% of the conventional concrete).

Keywords: dams, rolled compacted concrete (RCC), grout enrichment, permeability.

Resumo

A construção de barragens de CCR prioriza a minimização de interferências, como a execução da face de montante, para garantia da produtividade. O estudo procurou avaliar as propriedades físicas do CCR enriquecido com calda, em substituição ao concreto convencional usualmente empregado na face, utilizando os mesmos materiais, central de concreto, mão de obra e equipamentos, empregados na construção da Usina Hidrelétrica Mauá. Para tanto foram feitos prismas experimentais de campo (com diferentes relações água/cimento e quantidades de calda) e posterior extração de testemunhos, os quais foram submetidos a ensaios mecânicos e de permeabilidade. Os resultados mostraram que para relações água/cimento 0,74, o material resultante atendeu às específicações de projeto, para consumos de cimento notadamente menores (entre 70 e 85% do CCV).

Palavras-chave: barragens, concreto compactado com rolo (CCR), enriquecimento com calda, permeabilidade.

^b Companhia Paranaense de Energia Elétrica, Curitiba, Brasil;

Received: 26 Dec 2013 • Accepted: 30 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil;

^c Construtora J. Malucelli, Barras, Brasil.

1. Introduction

During concrete dams technical evolution the concept of mass concrete has been developed in order to consider the volume change effects. These processes are generated by environment temperature, cement reactions, concrete design and construction procedures. After several years using mainly rock fill and earth dams, concrete solution competiveness returned throughout rolled compacted concrete (RCC) construction method. This method uses intensively earth dam equipment, minimizes human labor and its cement content is smaller than the conventional concrete solution ones.

Due the use of a very efficient mechanical process in terms of concrete pouring and compaction, any interference as concrete face slabs, drainage galleries, drainage courtains, joints and waterstops could create difficulties and slow down the process. These interferences must be treated to avoid unnecessary schedule critical paths [1].

After consolidation of RCC technique, Chinese engineers proposed the use of the sloped layer method, approximately fifteen years ago. This method permits to optimize batching plant, and the same engineers group to improve the work efficiency proposed the grout enrichment method to improve CCR permeability parameters in the concrete face slab. In the sloped method, the layer has a slight slope (1:8 to 1:12) limited by vertical joints or faces.

In the sloped layer method the pouring and compaction front is limited in a confined small area, using a limited maximum volume per layer. This constructive process permits a small time interval between successive layers, and it is possible to avoid the use of mortar bonding layer in the constructive joints interface [2]. Obviously, the layer length limit generates a horizontal limit for a sloped layers group, in general 2.0 to 3.0 m. This horizontal surface creates a cold joint and the use of mortar bonding layer is necessary to assure the necessary concrete strength parameters. The construction method generates clear and free vertical contraction joints and cold construction joints similar to the conventional concrete dams construction methods [3].

The grout enrichment method consists in the grout (cement, water and admixtures) addition to freshly poured RCC and its compaction using concrete vibrators. This process increases permeability, mechanical strength and surface finishing. Its use is particularly interesting to create adequate upstream slabs with controlled permeability [4].

Clearly to assure adequate mechanical parameters is necessary to study a limited grout amount in order to permit to obtain a homogeneous concrete, with adequate compaction. As RCC is very dry the process must permit conventional concrete vibrators work [5]. The enrichment occurs after pouring and spreading process, and the interference in the concrete process is lower than the initial RCC construction method [6].

The first Brazilian grout enrichment studies have been performed in experimental test fills in FURNAS Concrete Laboratory (state of Goias, Brazil), and in the drainage gallery downstream face of the Dona Francisca Hidropower Plant (in the state of Rio Grande do Sul, Brazil). However, there are none application in actual projects for two main reasons. The first one is connected to the lack of knowledge and the absence of a reliable data bank. Another important issue is the difference in the mix approach used in China in comparison to RCC Brazilian mix design. In China, the concrete mixes use the high paste approach, applying a significant amount of pozzolans, and cement content bigger than 150 kg/m³. Otherwise in Brazil the RCC mixes use a high pulverized aggregate content [4].

The present paper studies the grout enrichment in common Brazilian RCC mixes using cement content in the interval 70 to 80 kg/m³, in field conditions. In order to create an experimental matrix and process, the study considers two hypotheses. The first one considers that the RCC immediately before compaction has enough voids ratio and permeability for grout penetration. The second assumption considers that the final product could reach the usual technical specifications and requirements.

2. Experimental program

2.1 Design of the experiment

The first step to design the experiment is to determine the main factors that affect the experiment, the variability sources and the physical characteristics of the materials used in the proposed tests. The grout enrichment RCC process presents the following random errors:

- a) RCC mass variabilities
- Mix variations;
- Changes of water content generated during construction;
- Time interval between RCC placement and grout application;
- b) Concrete compaction variabilities
- Type of vibrator;
- Distance between successive immersion points;
- Vibration immersed time
- c) Enrichment process variabilities
- Grout mix and workability;
- Grout amount per length;
- Grout uniformity and application method

Mechanical strength and permeability are chosen as output response variables, since they are usually the adopted parameters in das design. These factors are correlated to upstream concrete face durability and watertightness. The chosen controllable variables are the grount amount per length and the grout mix (water cement ratio).

Table 1 presents the experimental matrix used in this research, showing the main variables, levels and range. The statistic model is a two-factor factorial design, permitting to analyze the two controlled factors individually and its interaction [7]. The following equation presents the chosen statistical model, calling A and B the controlled factors.

Table 1 – Experimental matrix				
Factors	Units	Value		
Grout amount	l/m	15 / 17 / 19		
Grout mix (w/c)	-	0,74 / 0,8 / 0,9		
Vibrator diameter	mm	140		
Vibration time per immersion point	S	15		
Time interval between RCC placement and grout application	h	1		



$$Y_{ijk} = \mu + \tau_i + \beta_j + (\tau\beta)_{ij} + \varepsilon_{ijk}$$

(1)

Where:

$$\begin{split} & \mu \text{ = General average;} \\ & \tau_{_i} \text{ = Effect of } \text{ ith level of factor A;} \\ & \beta_{_j} \text{ = Effect of } \text{ jth level of factor B;} \\ & (\tau\beta)_{_{ij}} \text{ = Effect of interaction AB;} \\ & \epsilon_{_{ijk}} \text{ = Random error component.} \end{split}$$

2.2 Procedures

In order to perform de experiment design, ten prismatic samples have been molded, each with $(0,30 \times 0,60 \times 0,70)$ m. The several





combinations showed in the experimental matrix has been performed in nine of them, and the last one have been molded only using a common upstream face conventional concrete. Four core samples have been drilled from each prismatic sample, in order to perform mechanical strength and permeability tests.

The basic grout enrichment process consists in initially RCC pouring inside the molds, after this grout application, and finally compaction using concrete immersion compactors. The molds have to be wet before pouring aiming to avoid concrete humidity losses. The grout mixes have been prepared in a manual device, and manually applied over non compacted RCC using a graduated bucket. Immediately after grout application the concrete has been compacted using a pneumatic vibrator in two points.

Figures 1 to 4 show the enrichment process and the final appearance of the concrete surface. Non homogeneous surface areas are more observable when grout w/c ratio decreases. The core drilling process has been performed at the age of



Table 2	- Concrete	e mixes			
Mixes/Materials	Mixes/Materials		Concrete		
		(CCR	CVC face	
Cement	(kg/m ³)		75	195	
Water	(kg/m ³)		125	190	
Artificial sand	(kg/m ³)		1272	1144	
Coarse aggregate 25 mm	(kg/m ³)		619	1018	
Coarse aggregate 50 mm	(kg/m ³)		619	-	
w/c ratio			1,67	0,97	
Admixture	(l/m³)		0,9	1,32	
Slump	(mm)		-	70 ± 10	
Cannon time	(S)	1	5±5	-	
Entrained air	(%)		-	1,0 ± 0,5	
Theoretical density	(kg/m ³)		2710	2547	
Characteristic compressive strength	(MPa)		7	12	
Design parameters determination age	(days)		180	180	
Confidence interval	(%)		80	80	
Maximum aggregate size	(mm)		50	25	

53 days. The tests have been executed in Laboratorio de Materiais e Estrutura, LAME, in Curitiba (state of Parana, Brazil). After the mold removal, visual observation shows non homogenous concrete nearby the downstream face, in the sample bottom and far from vibrator immersion points, as exhibited in Gigura 5.

The (10 x 20) cm drilled samples have been tested using the recommendations of the Brazilian standard NBR 5739 [8] to determine its compressive strength, and NBR 7222 [9] to determine the splitting tensile strength. Permeability testes using the Brazilian standard NBR 10786 [10] were performed over the (15 x 15) cm samples, similarly to the equipment developed in the United States Bureau of Reclamation.

2.3 Materials and mixes

The study used the same materials and mixes applied in the construction of Maua Hidropowerplant, in the state of Parana, Brazil. This choice is based on the use of actual construction materials, mixes and processes. The approach permits to compare the experiment results with the real site conditions, and using the site facilities it is easier to obtain materials and equipments.

The grout mixes used cement type CPIV RS, according with Brazilian Standards, from Votorantim and set retard admixture PLASTI-MENT VZ, supplied by Sika Brasil. The RCC mixes are shown in Table 2, and the RCC and the upstream face conventional vibrated concrete(CVC) used artificial sand.

3. Results and analysis

3.1 Grout flow tests

During the prismatic samples casting process, fresh concrete and grout have been tested. Cone flow tests have been performed in the grout mixes, according with Brazilian standard NBR 7682 [11], using March Cone. This test purpose is to obtain a correlation between the flow test result and the grout penetration inside RCC mass.

Table 3 shows the cone flow tests results, where all grout mixes have efflux time less than seven seconds, using admixture content less than 1% of cement content. During the tests, the first grout w/c ratio level has been adjusted from 0.7 to 0.74 in order to

Table 3 – Site test results				
Parameters Prismatic samples				
10 (CVC) 1/2/3 4/5/6 7/8/				
Room temperature (°C) 29,8 31 24,3 24,3				
Slump (cm) / Cannon time (s) 5,5 10 10 12				
Concrete temperature (°C) 31 32,5 29,5 29,5				
w/c ratio – 0,74 0,8 0,9				
Admixture (%) – 1 1 1				
Efflux time (s) - 6,7 6,1 5,7				



improve the grout penetration in RCC mass. The 0.70 grout mix has been tested using admixture contents equal 1.0%, 1.2% and 1,6% without any significant change in the efflux time that exceeded 7 seconds.

The 0.7 grout mix has been tested in field conditions and the first tests occurred under temperature condition greater than 30°C. For the prismatic samples 4 to 9 these tests have been repeated, under better weather conditions. The tests obtained ellux time of 7.1 seconds for grout without admixtures and 6.5 seconds for mixes using 1.0% admixture content. These results indicated the chosen the efflux time limit of 7 seconds for all grout mixes.

3.2 Grout enriched RCC

Figures 6 to 8 show the laboratory tests results, considering the obtained values as functions of grout amount per length and grout





mix. The permeability and compressive strength tests have been performed at ages of 60 and 79 days.

The results presented in these figures shows have very important dispersion for all tests, compressive strength, tensile strength and permeability, and the data analysis doesn't show a recognized pattern. In spite of these interpretation difficulties, it was not possible to identify compaction defects, as voids presence in the grout enriched concrete. This significant variance coud be generated by variations in final concrete due to the admixture efficiency.

In spite of the variability, the consistency of the enrichment could be demonstrated verifying that the enriched RCC compressive strength is higher for grout w/c ratio 0.74 than the 0.9 one. This result is correlated to Abrams' law, since greater w/c ration furnished smaller compressive strength [12]. The greatest compressive strength is 11.63 MPa, for the combinated factors w/c ratio 0.74 and grout amount equal to 19 l/m.

In an analysis of variance, ANOVA, the isolated effect of each vari-





able is not significance, as well their interaction, for 95% confidence interval. The splitting tensile strength tests presented greater variability than the compressive strength. This result could be considered normal, since the tensile tests have been performed in core drilled samples [3].

The tests results for grout enriched RCC and upstream face conventional concrete are shown in Figures 9 and 10. Comparing the two approaches, a simple analysis shows that the CVC parameters are greater the grout enriched RCC. The enriched RCC compressive strength corresponds to 40 to 76% of the CVC ones. For grout w/c 0.74, the permeability tests showed that the enriched RCC results are approximately two to four times greater than the CVC ones. The final cement content of the grout enriched RCC is 70 to 85% of the CVC cement content, and, this situation could explain the differences between the two approaches results. The enrichments was studied in order to verify the possibility to penetrate in the RCC mass using economical mixes, and these results differences have been expected.

4. Conclusions

- a) Used as plasticizer and set retarder, the admixture led to difficulties to grout penetration under high temperatures. Its effect was not observed for temperatures greater than 30°C. The variabilities observed in the mechanical strength and permeability tests could be generated by the admixture behavior that not permitted a homogeneous concrete compaction. Thus, it is necessary to propose new studies considering another admixtures, cement content, grout amount per length and temperatures, in order to improve the grout enrichment results. This paper main purpose was to apply the technique under site conditions, with materials and construction conditions really used in Maua Dam, as an initial feasibility analysis.
- b) The grout efflux time must be limited to a maximum of 7 seconds, in the cone flow test, for RCC cannon time between 10 to 12 seconds, in order to permit adequate penetration.
- c) The experimental program has been performed in the Maua site, using same materials, equipment and labor crew. This approach permitted to analyze the process under real work conditions, but it was not possible to verify grout enrichment productivity. This analysis could be performed using test fills.



- d) The compaction chosen process used 140 mm diameter vibrators and 15 seconds or immersion. The process showed appropriate final result in terms of visual uniformity. I was not observed voids or segregation points in the compacted mass surfaces.
- e) The grout enrichment RCC results are lower than the reference CVC, due the enriched RCC cement content is notably lower. Even with situation, the combination grout w/c ratio equal to 0.74 and grout content of 19 l/m obtained compressive strength 76% of the CVC one, and almost achieve the real design required strength of 12 MPa. This combination permeability is 2 to for times greater than the CVC one, but attend the design requirement of 10-9 cm/s. Therefore, for w/c ratios of 0.74 the grout enriched RCC has similar permeability behavior of the site upstream face CVC, and attend the design requirement for permeability and compressive strength.

5. Acknowledgments

Author are grateful to Construtora J. Malucelli, that has permitted the research development in the Maua Hydropower site, furnishing all materials, equipment and labor work to mold the prismatic samples and to perform the drilling process. A special recognition to Engineer Joaquim Franco, that permitted the logistical aspects of the study. It must be mentioned the authors gratitude to Tecdam, represented by Engineer Douglas Moser, that helped the casting and drilling processes. The researcher recognizes the LACTEC excellency during drilling and in the laboratory tests.

6. References

- [01] RESENDE, F.D. Concreto compactado com rolo Melhores práticas. Construtora Norberto Odebrecht SA, 2005.
- [02] BATISTA, E.L; GRAÇA, N.G; ANDRADE, W.P; SANTOS, F.C.R; MOREIRA, L.C. Execução de concreto compactado com rolo rampado em Lajeado – Consolidação da experiência. 44º Congresso brasileiro do concreto, Belo Horizonte, 2002.
- [03] MARQUES FILHO, J. Maciços Experimentais de Laboratório de Concreto Compactado com Rolo aplicado às Barragens. Tese de doutorado em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.

- [04] FORBES, B.A. Grout enriched RCC A history and future. International water power & dam construction, 1999.
- [05] BATISTA, E.L; GRAÇA, N.G; BITTENCOURT, R.M; AN-DRADE, W.P; GUIMARÃES, R.M; SANTOS, F.C.R. Estudos do concreto compactado com rolo para a face de barragens – ensaios executados in situ. 44º Congresso brasileiro do concreto, Belo Horizonte, 2002 a.
- [06] FORBES, B.A. RCC New developments and innovations. 50° Congresso brasileiro do concreto, Salvador, 2008.
- [07] RIBEIRO, J.L.D; TEN CATEN, C. Projeto de experimentos. Curso de pós-graduação em engenharia civil, UFRGS, 2001.
- [08] ABNT. NBR 5739: Concreto Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007.
- [09] ABNT. NBR 7222: Argamassa e concreto determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994.
- [10] ABNT. NBR 10786: Concreto endurecido determinação do coeficiente de permeabilidade à água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.
- [11] ABNT. NBR 7682: Cimento Calda de cimento para injeção

 Determinação do índice de fluidez. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983.
- [12] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: PINI, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Grout enrichment of RCC for face of dams

Enriquecimento com calda do CCR para face de barragens

A. P. WENDLER ^a apwendler@gmail.com

J. MARQUES FILHO ^b jmarquesfilho@gmail.com

J. M. M. FRANCO FILHO ° joaquimmmff@jmalucelli.com.br

M. BIANCHINI ª mauriciobianchini.mk@gmail.com

Abstract

The construction of RCC dams emphasizes the minimization of interferences, such as execution of the upstream face, to ensure productivity. The study sought to evaluate the physical properties of the grout enriched RCC, replacing the conventional concrete usually employed in the face, using the same materials, concrete core, labor and equipment used in construction of the Maua Hydro Power Plant. Thus were made site experimental prisms (with different water / cement ratios and grout amounts) and subsequent core drilling, which were subjected to mechanical tests and permeability. The results showed that for grout water / cement ratio 0.74, the resulting material met the design specifications for cement consumption markedly lower (between 70 and 85% of the conventional concrete).

Keywords: dams, rolled compacted concrete (RCC), grout enrichment, permeability.

Resumo

A construção de barragens de CCR prioriza a minimização de interferências, como a execução da face de montante, para garantia da produtividade. O estudo procurou avaliar as propriedades físicas do CCR enriquecido com calda, em substituição ao concreto convencional usualmente empregado na face, utilizando os mesmos materiais, central de concreto, mão de obra e equipamentos, empregados na construção da Usina Hidrelétrica Mauá. Para tanto foram feitos prismas experimentais de campo (com diferentes relações água/cimento e quantidades de calda) e posterior extração de testemunhos, os quais foram submetidos a ensaios mecânicos e de permeabilidade. Os resultados mostraram que para relações água/cimento 0,74, o material resultante atendeu às específicações de projeto, para consumos de cimento notadamente menores (entre 70 e 85% do CCV).

Palavras-chave: barragens, concreto compactado com rolo (CCR), enriquecimento com calda, permeabilidade.

Received: 26 Dec 2013 • Accepted: 30 Jun 2014 • Available Online: 05 Aug 2014

^a Universidade Federal do Paraná, Curitiba, Brasil;

^b Companhia Paranaense de Energia Elétrica, Curitiba, Brasil;

^c Construtora J. Malucelli, Barras, Brasil.

1. Introdução

No desenvolvimento de barragens de concreto tem-se o conceito de concreto massa, onde são considerados os efeitos das variações volumétricas da temperatura, da reação de hidratação do cimento, na dosagem e processo construtivo. A evolução desse para a técnica do CCR surgiu da necessidade natural em garantir a competitividade da solução em concreto para barragens, objetivando o incremento na velocidade de produção através da mecanização e redução de mão de obra por produto unitário, aliado a baixos consumos de cimento.

Logo, atividades periféricas à concretagem do maciço devem ser analisadas com cuidado, minimizando-se sua interferência na velocidade e automação do processo e garantindo as propriedades especificadas para o material. A execução da face de montante, a execução de juntas e a colocação de veda juntas, galerias e cortinas de drenagem são atividades que criam dificuldades no processo, podendo gerar caminhos críticos durante a construção [1]. Para otimização da colocação de CCR, aumentando o uso contínuo da central de mistura e diminuindo as interferências, há aproximadamente dez anos vem sendo utilizado comumente na China o método de colocação rampado com a aplicação de enriquecimento de calda na face de montante.

No método rampado, diminui-se a área de espalhamento e compactação, permitindo o lançamento de camadas discretas de pequeno volume constantemente. As camadas são colocadas com pequena inclinação com relação à horizontal de modo a permitir o acesso do rolo, podendo a superfície ser retomada para a próxima camada em um intervalo de tempo relativamente curto [2]. O tempo reduzido entre camadas sucessivas pode evitar a necessidade de utilização de argamassa de ligação, reconstituindo as condições básicas de barragens com concreto massa no que se refere às alturas entre camadas, com menor número de juntas frias, e com juntas de contração bem definidas [3].

Outra solução desenvolvida na China prevê a aplicação de pasta ou argamassa sobre o CCR e a posterior compactação por vibradores de imersão enriquecendo o concreto com pasta e argamassa. Este processo denominado de enriquecimento do CCR com argamassa, ou Grout Enrichment of RCC, tem sido aplicado para melhorar as condições de permeabilidade e de resistência mecânica das faces de montante ou em regiões onde o acabamento pode ser importante [4].

Nesta técnica é lançada uma quantidade limitada de calda de cimento junto ao CCR, calculada para garantir a obtenção de um material com alto grau de homogeneidade, espalhado na face de montante, sendo utilizados na seqüência vibradores convencionais para a compactação desta região [5]. O método tem como vantagem a diminuição da interferência na praça e a simplificação decorrente da utilização de um só tipo de mistura na mesma [6].

Apesar de ter sido executado em caráter experimental em FUR-NAS, em maciços experimentais de laboratório, e em parede lateral da galeria de drenagem da UHE Dona Francisca, no Rio Grande do Sul, as tentativas de adaptação do método construtivo com enriquecimento ainda não permitiram a obtenção de banco de dados conclusivo para sua aplicação em larga escala no Brasil. Trata-se de uma adaptação da técnica originada na China, país com características climáticas diferentes do Brasil e onde se utilizam misturas de CCR com maior teor cimentício, geralmente acima de 150 kg/m³ [4]. O estudo parte das hipóteses de que o material resultante, a partir do enriquecimento do CCR, apresentará as mesmas propriedades físicas do concreto convencional de face. Também, de que o CCR empregado atualmente na construção de barragens no Brasil, com utilização de material cimentício entre 70 e 80 kg/m³ e aditivos plastificantes e retardadores de pega, em condições usuais de fundação e carregamento, apresenta um índice de vazios que possibilita a penetração da calda.

2. Programa experimental

2.1 Planejamento do experimento

Para a definição de todos os fatores envolvidos na pesquisa, foi necessário inicialmente avaliar as características desejáveis do material em teste, nesse caso para aplicação na face de barragens, bem como identificar as principais variabilidades envolvidas no processo.

O processo do CCR enriquecido apresenta as seguintes variabilidades:

- a) Variabilidades devido ao CCR
- Alterações na mistura, verificadas durante o controle da obra;
- Mudanças no teor de água ao longo do processo executivo;
- Tempo de espera entre o espalhamento do CCR base e a aplicação da calda.
- b) Variabilidades devido ao adensamento
- Tipo do vibrador;
- Distância entre os pontos de inserção do vibrador;
- Tempo de vibração no interior da massa.
- c) Variabilidades devido ao enriquecimento
- Traço e trabalhabilidade da calda;
- Quantidade de calda por metro linear aplicado;
- Uniformidade de aplicação da calda.

Como fatores tipo resposta, adotaram-se a resistência mecânica e a permeabilidade, pois são parâmetros considerados no projeto de barragens devido a correlações que apresentam com a durabilidade e impermeabilidade do material, características desejáveis para a face de montante. Já os fatores controláveis escolhidos foram a quantidade de calda por metro linear e o traço da calda (representado pela relação água/cimento).

A Tabela 1 apresenta um resumo da matriz experimental utilizada, onde constam os principais fatores e seus níveis de controle. Logo, o modelo experimental proposto é do tipo fatorial cruzado com dois fatores controláveis, cuja utilização proporciona melhor economia e permite avaliar a interação dos fatores [7]. A equação abaixo representa o modelo estatístico escolhido.

Tabela 1 – Matriz experimental				
Fatores	Unidade	Valor		
Quantidade de calda	l/m	15 / 17 / 19		
Traço da calda (a/c)	-	0,74 / 0,8 / 0,9		
Diâmetro do vibrador	mm	140		
Tempo de vibração por ponto	S	15		
Tempo entre colocação do CCR e aplicação da calda	h	1		



$$Y_{ijk} = \mu + \tau_i + \beta_j + (\tau\beta)_{ij} + \varepsilon_{ijk}$$

(1)

Onde:

$$\begin{split} & \mu \text{ = Média geral;} \\ & \tau_{_i} \text{ = Efeito do i-ésimo nível de A;} \\ & \beta_{_j} \text{ = Efeito do j-ésimo nível de B;} \\ & (\tau\beta)_{_{ij}} \text{ = Efeito da interação AB;} \\ & \epsilon_{_{ik}} \text{ = Erro aleatório.} \end{split}$$

2.2 Procedimentos

Inicialmente foram moldados dez prismas experimentais, nas dimensões (0,30 x 0,60 x 0,70) m, sendo nove constituídos por





combinações possíveis da calda e um executado em concreto convencional, como referência. Após, foram extraídos quatro testemunhos de cada prisma para a realização dos ensaios mecânicos e de permeabilidade.

O processo de enriquecimento compreendeu a colocação do CCR base nas formas, aplicação da calda e adensamento com vibrador de imersão. Antes da colocação do concreto as formas foram molhadas previamente a fim de evitar a perda precoce de umidade. A calda foi preparada (homogeneizada) em um tambor adaptado com pás misturadoras e torneira para coleta, e aplicada manualmente sobre o CCR não compactado com uso de balde graduado. Imediatamente após a introdução da calda, procedeu-se o adensamento com vibrador de acio-namento pneumático, em dois pontos igualmente distribuídos na superfície.

As Figuras 1 a 4 mostram a seqüência do processo de enriquecimento e o aspecto final da superfície enriquecida, sendo a falta de



Τα	ble 2 - Concrete mix	xes			
Misturas / materia	Misturas / materiais		Concreto		
		CCR	CVC face		
Cimento	(kg/m ³)	75	195		
Água	(kg/m ³)	125	190		
Areia artificial	(kg/m ³)	1272	1144		
Brita 25 mm	(kg/m ³)	619	1018		
Brita 50 mm	(kg/m ³)	619	-		
Relação a/c		1,67	0,97		
Plastificante	(l/m³)	0,9	1,32		
Slump(mm)		-	70 ± 10		
Vebê	(\$)	15 ± 5	-		
Ar incorporado	(%)	-	1,0 ± 0,5		
Densidade teórica	(kg/m ³)	2710	2547		
fck	(Mpa)	7	12		
Idade de controle	(dias)	180	180		
Confiança estatística	(%)	80	80		
Dim. máxima característica	(mm)	50	25		

homogeneidade mais perceptível quanto menor a relação água/ cimento empregada na composição da calda.

A extração dos testemunhos foi realizada aos 53 dias de idade, sendo os mesmos posteriormente enviados ao Laboratório de Materiais e Estruturas, LAME, em Curitiba, para a realização dos ensaios previstos. Destaca-se que após desformados, os prismas apresentaram um padrão visual quanto à homogeneidade, havendo maior heterogeneidade à jusante, no fundo da peça e fora dos pontos de vibração, conforme Figura 5.

Os corpos de prova resultantes, com dimensões (10 x 20) cm, foram ensaiados à resistência à compressão conforme estabelecido pela NBR 5739 [8], e à resistência à tração por compressão diametral conforme descrito pela NBR 7222 [9]. Aqueles com dimensões (15 x 15) cm foram ensaiados à permeabilidade de acordo com a NBR 10786 [10], em equipamento similar ao desenvolvido pelo United States Bureau of Reclamation.

2.3 Materiais e dosagens

Para a realização do estudo optou-se pela utilização dos mesmos

materiais e dosagens empregados na construção da barragem de Mauá, devido à facilidade de obtenção e proximidade das condições reais de execução, obtendo resultados mais significativos. A calda de cimento foi confeccionada com o cimento CPIV RS

da Votorantim e aditivo retardador de pega PLASTIMENT VZ da Sika Brasil, nos traços definidos conforme programa experimental. A composição dos concretos pode ser visualizada na Tabela 2, destacando-se que ambos os traços utilizam areia artificial de agregado britado.

3. Resultados e análise

3.1 Ensaios de fluidez

No intervalo entre a fabricação do CCR e aplicação da calda, foram realizados ensaios de controle dos concretos no estado fresco e ensaio de fluidez das caldas empregadas. Essas foram submetidas ao ensaio do "Cone de Marsh", realizado conforme NBR 7682 [11], com o objetivo de verificar se atendem à fluidez que garanta a penetração no CCR.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de campo					
Parâmetros		Prismas			
	10 (CCV)	1/2/3	4/5/6	7 / 8 / 9	
Temp. ambiente (°C)	29,8	31	24,3	24,3	
Slump (cm) / Vebê (s)	5,5	10	10	12	
Temp. concreto (°C)	31	32,5	29,5	29,5	
Relação a/c	-	0,74	0,8	0,9	
Aditivo (%)	-	1	1	1	
Fluidez (s)	-	6,7	6,1	5,7	



Os resultados podem ser observados na Tabela 3, onde todas as caldas apresentaram índice de fluidez abaixo de sete segundos, para adição de apenas 1,0% de aditivo. Cabe ressaltar que houve uma alteração da relação água/cimento da primeira calda de 0,7 para 0,74, em virtude de dificuldades de penetração na massa. Essa foi testada com teores de aditivo de 1,0%, 1,2% e 1,6%, mas sem mudanças nos resultados de fluidez, os quais resultaram to-dos próximos e acima de sete segundos.

A fluidez insuficiente pode ser atribuída ao tipo de aditivo utilizado (retardador de pega) e seu comportamento em função da temperatura. Os ensaios da calda 0,7 foram realizados sob temperaturas elevadas, fora dos limites especificados para o estudo, acima de 30°C, sendo repetidos sob temperaturas menores durante a moldagem dos prismas 4 a 9. Os resultados indicaram fluidez de 7,1 segundos para calda sem aditivo e fluidez de 6,5 segundos para calda com 1,0% de aditivo, daí fixando em 7 segundos o índice de fluidez limite.





3.2 CCR enriquecido

As Figuras 6 a 8 mostram os resultados dos ensaios de laboratório, segregados por parâmetro, em função da quantidade de calda por metro linear e traço da calda. Os dados de resistência mecânica e de permeabilidade referem-se a idades de controle de 70 dias e 60 dias, respectivamente.

Analisando as figuras, nota-se grande dispersividade nos valores de resistência e permeabilidade, aparentemente sem padrão definido. Não foram observadas falhas características do processo de adensamento, como a presença de vazios na massa do CCR enriquecido, atribuindo a dispersividade, de maneira geral, a variações na homogeneidade das misturas decorrente da falta de eficiência do aditivo escolhido.

Ainda assim, identificou-se um decréscimo na resistência à compressão passando-se da calda 0,74 para a calda 0,9, atingindo-se





o valor máximo com a combinação calda 0,74 e quantidade 19 l/m (11,63 MPa). Tal fato era esperado, pois segundo a Lei de Abrams a relação água/cimento e a resistência do concreto mantêm uma relação inversa e proporcional entre si [12].

Ainda quanto à resistência à compressão, puderam-se verificar as variabilidades em cada tratamento e proceder à análise de variância conforme tabela ANOVA. Tanto o efeito dos fatores tomados isoladamente quanto o efeito da interação deles, foram considerados não significativos, para um intervalo de confiança de 95%. Já os resultados de tração por compressão diametral apresentaram disparidades maiores entre si provavelmente devido à natureza do ensaio, que fornece uma medida indireta da resistência e por isso está sujeito a maiores variabilidades.

As Figuras 9 e 10 apresentam um comparativo entre o CCR enriquecido e o CCV de face, onde se percebe claramente valores piores para o produto do enriquecimento. A resistência à compressão variou de 40 a 76% em relação ao CCV e a permeabilidade chegou a valores muito próximos, cerca de duas a quatro vezes o valor do concreto convencional, para a calda 0,74. O motivo principal é o fato de se estar trabalhando com consumos de cimento ligeiramente inferiores ao empregado no concreto convencional de face, entre 70 e 85%. Tal resultado era esperado e faz parte dos objetivos da pesquisa na tentativa de obtenção de traços mais econômicos.

4. Conclusões

- a) O aditivo empregado, com função de retardador de pega, apresentou problemas quanto à penetração da calda sob temperaturas elevadas, tornando seu efeito nulo quando aplicado em misturas acima de 30°C. Também, atribui-se ao tipo do aditivo a diversidade dos resultados de resistência mecânica e de permeabilidade, indicando incertezas quanto ao alcance da homogeneidade ideal com seu emprego. Assim, o estudo específico da dosagem das caldas com outros tipos de aditivos, teores e temperaturas, faz-se necessário para avaliar melhor o enriquecimento com calda do CCR. O presente estudo procurou utilizar os mesmos materiais da obra, por questões de simplicidade, não se atendo a esse aspecto.
- b) A fluidez necessária para a adequada penetração da calda no CCR base, do tipo alto teor de finos (ATF) e com consistência variando de 10 a 12 segundos (cannon time), deve situar-se



abaixo de 7 segundos conforme ensaio do "cone de Marsh".

- c) A realização da pesquisa no canteiro de obras e a utilização dos mesmos materiais, equipamentos e mão de obra aplicados na barragem de Mauá levou a resultados bastante próximos das condições reais de execução, faltando, porém, análise quanto à produtividade do processo através da execução de aterros experimentais.
- d) Os limites estabelecidos para o processo de adensamento, utilizando vibrador com diâmetro de 140 mm e tempo de vibração de 15 segundos por ponto, mostraram-se bastante satisfatórios, pois não foram observadas falhas características do adensamento no interior da massa (vazios).
- e) Os resultados do CCR enriquecido mostraram-se inferiores ao CCV de referência, devido à utilização de consumos de cimento notadamente menores. Mesmo assim, a combinação calda 0,74 e 19 l/m atingiu 76% da resistência à compressão do concreto convencional, e praticamente o mesmo valor da resistência à compressão de projeto (12 MPa). Os valores de permeabilidade para a calda 0,74 variaram cerca de 2 a 4 vezes o valor do CCV, mas dentro das especificações de projeto para aquela obra (10-9 cm/s). Logo, o CCR enriquecido apresenta as mesmas propriedades do concreto convencional de face, tomando-se a permeabilidade como parâmetro decisivo, além de atender às especificações de projeto quanto à permeabilidade e resistência à compressão.

5. Agradecimentos

À Construtora J. Maluceli, que permitiu o desenvolvimento da pesquisa na UHE Mauá, disponibilizando todos os recursos necessários, em especial ao Eng. Joaquim Franco, pelas facilidades logísticas. À Tecdan, representada pelo Eng. Douglas Moser, pela participação no preparo e aplicação das caldas e pela disponibilidade dos dados de controle da obra. À equipe do LACTEC pela realização dos ensaios de laboratório em Curitiba e extração dos testemunhos no campo, e ao Eng. Plínio, pelos esclarecimentos iniciais.

6. Referências bibliográficas

[01] RESENDE, F.D. Concreto compactado com rolo – Melhores práticas. Construtora Norberto Odebrecht SA, 2005.

- [02] BATISTA, E.L; GRAÇA, N.G; ANDRADE, W.P; SANTOS, F.C.R; MOREIRA, L.C. Execução de concreto compactado com rolo rampado em Lajeado – Consolidação da experiência. 44º Congresso brasileiro do concreto, Belo Horizonte, 2002.
- [03] MARQUES FILHO, J. Maciços Experimentais de Laboratório de Concreto Compactado com Rolo aplicado às Barragens. Tese de doutorado em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- [04] FORBES, B.A. Grout enriched RCC A history and future. International water power & dam construction, 1999.
- [05] BATISTA, E.L; GRAÇA, N.G; BITTENCOURT, R.M; AN-DRADE, W.P; GUIMARÃES, R.M; SANTOS, F.C.R. Estudos do concreto compactado com rolo para a face de barragens – ensaios executados in situ. 44º Congresso brasileiro do concreto, Belo Horizonte, 2002 a.
- [06] FORBES, B.A. RCC New developments and innovations. 50° Congresso brasileiro do concreto, Salvador, 2008.
- [07] RIBEIRO, J.L.D; TEN CATEN, C. Projeto de experimentos. Curso de pós-graduação em engenharia civil, UFRGS, 2001.
- [08] ABNT. NBR 5739: Concreto Ensaio de Resistência à Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007.
- [09] ABNT. NBR 7222: Argamassa e concreto determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994.
- [10] ABNT. NBR 10786: Concreto endurecido determinação do coeficiente de permeabilidade à água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989.
- [11] ABNT. NBR 7682: Cimento Calda de cimento para injeção
 Determinação do índice de fluidez. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1983.
- [12] MEHTA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: PINI, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 7, Number 4 August 2014 ISSN: 1983-4195

Contents

Seismic fragility of a highway bridge in Quebec retrofitted with natural rubber isolators G H SIQUEIRA D H TAVARES and P PAULTRE	
	534
Analysis of accidental loads on garage floors D. A. TENÓRIO, P. C. C. GOMES, J. M. DÉSIR and E. L. M. UCHÔA	
	548
<i>Two-way ribbed flat slabs with shafts</i> G. M. MATEUS, A. J. AGUIAR, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA	
	572
Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) G. S. SANTOS, W. G. NICÁCIO, A. W. LIMA and G. S. S. A. MELO	
	592
Analysis of the influence of the sugar cane bagasse ashes on mechanical behavior of concrete Z. L. M. SAMPAIO, P. A. B. F. SOUZA and B. G. GOUVEIA	
	626
Shear strength of reinforced concrete one-way ribbed slabs W. M. SOUZA, T. R. G. CAETANO, M. P. FERREIRA and D. R. C. OLIVEIRA	
	648
The role of metakaolin in the protection of concrete against the deleterious action of chlorides	
and A. VELOSA	
	685
Grout enrichment of RCC for face of dams A. P. WENDLER, J. MARQUES FILHO, J. M. M. FRANCO FILHO and M. BIANCHINI	
	709