

Contents

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads
L. O. CASTRO, R. C. S. S. ALVARENGA, R. M. SILVA and J. C. L. RIBEIRO

Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors
C. G. NOGUEIRA and M. D. T. PINTO

Behavior predictions of deep beams with short straight bar anchorages using strut-and-tie models and nonlinear analysis
R. A. SOUZA and S. BREÑA

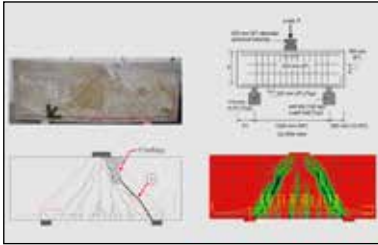
A survey of the mechanical properties of concrete for structural purposes prepared on construction sites
R. R. J. RIBEIRO, H. J. F. DIÓGENES, M. V. NÓBREGA and A. L. H. C. EL DEBS

The bond stress x slipping relationship
M. T. G. BARBOSA and E. S. SÁNCHEZ FILHO

Mortar modified with sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups
L. A. C. MOTTA, J. G. VIEIRA, T. H. OMENA, F. A. C. FARIA, G. RODRIGUES FILHO and R. M. N. ASSUNÇÃO

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams
O. A. SOUZA JUNIOR and D. R. C. OLIVEIRA

Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts
A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA



Cover: DEEP BEAMS WITH SHORT STRAIGHT
BAR ANCHORAGES

Courtesy: R. A. SOUZA, MARINGÁ, PR, BRAZIL
S. BREÑA, AMHERST, MA, USA



IBRACON

**Ibracon Structures
and Materials Journal**

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Leandro Francisco Moretti Sanchez
(Canada)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Volume 9, Number 5

October 2016

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads

L. O. CASTRO, R. C. S. S. ALVARENGA, R. M. SILVA and J. C. L. RIBEIRO

643

Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors

C. G. NOGUEIRA and M. D. T. PINTO

682

Behavior predictions of deep beams with short straight bar anchorages using strut-and-tie models and nonlinear analysis

R. A. SOUZA and S. BREÑA

710

A survey of the mechanical properties of concrete for structural purposes prepared on construction sites

R. R. J. RIBEIRO, H. J. F. DIÓGENES, M. V. NÓBREGA and A. L. H. C. EL DEBS

722

The bond stress x slipping relationship

M. T. G. BARBOSA and E. S. SÁNCHEZ FILHO

745

Mortar modified with sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups

L. A. C. MOTTA, J. G. VIEIRA, T. H. OMENA, F. A. C. FARIA, G. RODRIGUES FILHO and R. M. N. ASSUNÇÃO

754

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams

O. A. SOUZA JUNIOR and D. R. C. OLIVEIRA

765

Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts

A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA

796

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

A technical note is a brief manuscript. It may present a new feature of research, development or technological application in the areas of Concrete Structures and Materials, and Civil Construction. This is an opportunity to be used by industries, companies, universities, institutions of research, researchers and professionals willing to promote their

works and products under development. The instructions to submit a technical note are detailed on IBRACON's WebSite.

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

E-mail: arlene@ibracon.org.br

Aviso Legal

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

Editorial Board

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

Reviewers

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

We are now releasing the October 2016 issue of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 9 Number 5, October 2016). This issue brings eight articles on concrete structures and materials. The first article deals with an evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads. Experimental analysis was performed on full-scale H-shaped flanged walls. The next article presents a study on safety of reinforced concrete beams subjected to bending moment and designed with the partial safety factors proposed by ABNT NBR 6118:2014. The third article discusses the behavior of deep beams using short straight bars anchorages. Results from tests performed on 12 deep beams using three different shear span-to-depth ratios, indicated that short bar anchorages did not seem to influence significantly the shear strength of the deep beams tested. The fourth article aims to study the structural concrete dosage in construction sites. In another article, results of an experimental research on bond stress-slipping in Brazilian reinforced concrete, using five different concrete strengths (20, 40, 60, 80 and 100 MPa) and two different rebar diameters (16 and 20 mm). The sixth article reports a study on Mortar modified with sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups. The influence of polystyrene in the mortar properties was evaluated by consistency index, water retention, water absorption, porosity, elasticity modulus, compressive strength, flexural strength, and bond tensile strength. The seventh article discusses the influence of the cable shape on the shearing resistance of prestressed concrete beams. The issue closes with an article on an experimental study of column reinforcement using anchor bolts and self-compacting concrete.

All the articles were reviewed by specialists from many Institutions in Brazil and abroad. Their contribution, fundamental for the quality of our Journal

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

Estamos publicando a edição outubro de 2016 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 9 Número 5, Outubro de 2016). Esta edição traz oito artigos sobre materiais e estruturas de concreto. O primeiro artigo trata de uma avaliação da interação entre paredes de blocos de concreto de alta resistência sob cargas verticais. A análise experimental foi realizada em escala real em paredes com flanges intertravadas, em formato "H", e com amarração direta. O artigo seguinte apresenta um estudo sobre a segurança de vigas de concreto armado projetadas com os coeficientes parciais de segurança propostos pela ABNT NBR 6118: 2014. O terceiro artigo descreve o comportamento de vigas-parede em que as armaduras longitudinais apresentam comprimentos reduzidos de ancoragem junto aos apoios. Os resultados de ensaios realizados em 12 vigas-parede indicaram que os comprimentos reduzidos de ancoragem aparentemente não influenciaram de maneira significativa a resistência ao cisalhamento. O quarto artigo tem como objetivo estudar a dosagem de concreto estrutural em canteiros de obras. Em outro artigo, são apresentados resultados de uma pesquisa experimental sobre a tensão de aderência-deslizamento, usando cinco dosagens diferentes de concreto (20, 40, 60, 80 e 100 MPa) e dois diâmetros de barras de armadura diferentes (16 e 20 mm). O sexto artigo relata um estudo sobre a adição de poliestireno sulfonado produzido a partir de copos plásticos descartados em argamassas. A influência de poliestireno nas propriedades da argamassa foi avaliada pelo índice de consistência, retenção de água, absorção de água, porosidade, módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência à tração na flexão, e resistência potencial de aderência à tração. O sétimo artigo discute a influência do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido. Esta edição se encerra com um estudo experimental de reforço de coluna utilizando chumbadores e concreto auto-adensável.

Todos os artigos foram revisados por especialistas de várias instituições do Brasil e do exterior. Agradecemos sua contribuição, fundamental para a qualidade da nossa revista. Parabenizamos os autores dos interessantes artigos publicados.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores

Diretoria

Diretoria Biênio 2015/2017

Diretor Presidente
Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

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

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

Ana Elisabete P. G. A. Jacintho
Antônio Domingues de Figueiredo
Arnaldo Forti Battagin
Augusto Carlos de Vasconcelos
Bernardo Fonseca Tutikian
Carlos José Massucato
César Henrique Sato Daher
Claudio Sbrighi Neto
Enio José Pazini Figueiredo
Geraldo Cechella Isaia
Inês Laranjeira da Silva Battagin
Iria Lícia Oliva Doniak
Julio Timerman
Luiz Prado Vieira Júnior
Maurice Antoine Traboulsi
Mônica Pinto Barbosa
Nelson Covas
Vladimir Antonio Paulon

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP)
Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto (ABCIC)
Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC)
Eletrobras/Furnas Centrais Elétricas S.A.
Intercement Brasil S.A.
Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT)
L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.
Otto Baumgart Indústria e Comércio S.A.
PhD Engenharia Ltda.
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP)

Conselheiros Permanentes

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

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads

Avaliação experimental da interação entre paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais

L. O. CASTRO ^a
lucascastro.ecivil@gmail.com

R. C. S. S. ALVARENGA ^a
rcassia.alvarenga@gmail.com

R. M. SILVA ^b
roberto@dees.ufmg.br

J. C. L. RIBEIRO ^a
jcarlos.ribeiro@ufv.br

Abstract

This paper aims to evaluate the interaction between structural masonry walls made of high performance concrete blocks, under vertical loads. Two H-shaped flanged wall series, all full scale and using direct bond, have been analyzed experimentally. In one series, three flanged-walls were built with the central wall (web) supported and, in the other one, three specimens were built without any support at the central web. The load was applied on the central wall and vertical displacements were measured by means of displacement transducers located at eighteen points in the wall-assemblages. The results showed that the estimated load values for the flanges were close to those supported by the walls without central support, where 100% of the load transfer to the flanges occur. The average transfer load rate calculated based on the deformation ratio in the upper and lower section of the flanged-walls, with the central web support, were 37.65% and 77.30%, respectively, showing that there is load transfer from the central wall (web) toward the flanges, particularly in the lower part of the flanged walls. Thus, there is indication that the distribution of vertical loads may be considered for projects of buildings for service load, such as in the method of isolated walls group. For estimation of the failure load, the method that considers the walls acting independently showed better results, due to the fact that failure started at the top of the central wall, where there is no effect of load distribution from the adjacent walls.

Keywords: high strength performance block, structural masonry, flanged walls, wall interaction.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo avaliar a interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência, sob ações verticais. Foram ensaiadas duas séries de paredes com flanges intertravadas, em formato "H" em escala real e com amarração direta, sendo uma série composta de três espécimes com a parede central (alma) apoiada e a outra série de três espécimes sem apoio na alma. A carga foi aplicada na parede central e através de transdutores de deslocamento foram monitorados os deslocamentos verticais em dezoito pontos do conjunto de paredes. Os resultados mostram que os valores de carga estimados para os flanges das paredes com apoio central foram próximos daqueles suportados pelos flanges das paredes sem apoio central, nas quais ocorrem 100% de transferência de carga para os mesmos. As taxas de transferência médias, calculadas com base na relação de deformações no trecho superior e inferior para o conjunto de paredes com apoio central, foram de 37,65% e 77,30%, respectivamente, mostrando que existe transferência de carga da parede central (alma) para os flanges, particularmente no trecho inferior do conjunto de paredes. Assim, há um indicativo de que a distribuição de forças verticais pode ser considerada em projetos de edifícios para cargas de serviço, como no método de grupo isolado de paredes. Com relação ao comportamento último das paredes com flanges com apoio na alma, a ruptura ocorre no topo da alma, local onde ainda não ocorre transferência de forças verticais entre paredes adjacentes, neste caso o método de paredes isoladas para a estimativa da carga de ruptura seria adequado.

Palavras-chave: blocos de alta resistência, alvenaria estrutural, paredes com flanges, interação entre paredes.

^a Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil;

^b Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introduction

Historically, the improvement in concrete performance is evident due to the necessity of constructing increasingly tall buildings as well as meeting durability requisites. The use of mineral additives (active silica, calcined clay) and plasticizer additives, combined with a low water/cement ratio and high binder consumption enable the production of more resistant, less porous and less permeable concretes.

The interaction between walls has gained attention and need for investigation, particularly when high strength concrete blocks are used, as there are few papers and a lot of disparity about the subject. Some authors consider that walls work isolated while other admit an interaction between adjacent walls, that is, a load transmission from a more loaded to a less loaded wall, when there is a binding between them.

Some international norms, such as the American ACI/ASCE/TMS [1] and the Eurocode [2], don't usually allow considering interaction between walls in the vertical load distribution method. In Brazil, the ABNT NBR 15961-1 [3] norm allows considering interaction between walls as long as the shear strength limits at the wall interface are respected. This consideration is a result of some studies, for instance Capuzzo Neto (2000) [4], Andolfato (2006) [5] and Oliveira (2014) [6], who have researched interconnected walls build from ceramic blocks or concrete.

The clamping of the units in a group of walls built with direct bonding enables the distribution of vertical and lateral loads along the length and height of the walls with masonry flanges. The interaction between walls with indirect bonding, on the other hand, occurs not due to the clamping of the units, but due to other elements that guarantee the transfer of forces.

In buildings with greater heights and interspaces, the behavior of wall intersections under vertical loading and the possible load transfer along these heights have significant influence in the results of wall strength and foundation loading.

The load distribution in six full scale H-shaped wall specimen, built with direct bonding, was evaluated in order to verify the interaction between flanged and interconnected walls, built with high strength concrete blocks when submitted to vertical loads. It also aimed to investigate the load transfer amongst them. In addition, tests were performed in the blocks, prisms and for mortar characterization.

It is known in the field of masonry construction that the introduction of high strength concrete blocks is favorable due to its high structural performance and durability, as well as other satisfying characteristics. Another relevant aspect of this study is that it evaluates blocks with different proprieties from those presented in the references. Hence, the study of interaction between walls built with high strength concrete blocks can contribute to the understanding of the occurrence of stress standardization, whereas previous papers considered hollowed ceramic blocks or regular concrete blocks. Furthermore, this aspect affects directly the safety and costs of masonry projects.

2. Mechanical proprieties of structural masonry

2.1 Compressive strength

The compressive strength of the block is the highest contributor to

the final strength of the masonry. However, the increase of strength in the block is not directly proportional to the increase of strength in the masonry. The explanation to this lies in the fact that when the strength in the block increases, there is an increase of its stiffness in relation to the mortar, therefore rising the difference between the lateral deformations on the block and the mortar. Moreover, since there is a restraint in movement between those due to adherence, greater lateral tensions arise in the block, which can accelerate the failure of the set.

The ABNT NBR 15961-1 [3] norm fixes the lower value for the compressive strength as being 1.5 MPa and the greater value is limited to 0.7 times the characteristic strength specified to the block, in relation to the liquid area.

The European code EN 1996-1-1 (2005) [2] establishes the equation (2.1) to determine the characteristic compression strength of the masonry based on the strength of the block and the mortar.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \tag{2.1}$$

Where:

K is a coefficient related to the type of block material and the type of mortar;

f_b is the average compression strength of the unit, in relation to the gross area;

f_k is the average compression strength of the masonry, in relation to the gross area;

f_m is the average compressive strength of the mortar.

2.2 Elasticity modulus

The masonry elasticity modulus is found in the stress-strain graph drawn from the compressive test in order to evaluate and quantify the deformation that occurs during the test. The elasticity modulus as well as the Poisson ratio are important characteristics that regard not only the masonry deformation but also its failure mechanisms.

The ABNT NBR 15961-2 [7] and ABNT NBR 8949 [8] norms describe testing methods to obtain the elasticity modulus for prisms and masonry. However, there are no defined testing methodology to determine the elasticity modulus and Poisson ratio for concrete blocks.

According to Mahammad (2007) [9], the elasticity modulus of masonry elements can be obtained from the stress-strain graph, for a stress between 40% and 70% of the failure load of the secant modulus or through a stress of 30% of the initial tangent modulus. This happens because the elements (prisms and walls) have linear behavior within this interval. This method is similar to what is recommended by the ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02 [1] norm, in which the initial interval of the stress-strain curve is negligible and the secant value between 0,05 f_m^i and 0,33 f_m^i is used, where f_m^i is the ultimate compression strength of the masonry.

In the absence of testing, equations presented in concrete norms may be used to estimate the elasticity modulus of the concrete block. The CEB – FIB Mode Code (1990) [10] defines

Figure 1 – Dimensions of flanged walls on site. 260 cm height walls | Heights in cm



that the mlasticity Modulus can be obtained by the equation (2.2).

$$E_b = 2,5 \times 10^4 \times \left(\frac{f_b}{10} \right)^{0,33} \quad (2.2)$$

where:

E_b is the block average elasticity modulus, in MPa, in relation to the block liquid area;

f_b is the block average compressive strength, in MPa, in relation to the block liquid.

The Equation (2.3) is suggested by the ACI – Building Code 318 [11] norm, which adopts concrete with specific weight between 1442 kg/m³ and 2483 kg/m³. As for the Poisson ratio, the reference value of 0.20 is used, as it is the Poisson ratio for the concrete.

$$E_b = 0,0428 f_b^{0,5} w_b^{1,5} \quad (2.3)$$

where:

E_b is the block average elasticity modulus, in MPa, in relation to the block liquid are;

f_b is the block average compressive strength, in MPa, in relation to the block liquid area;

w_b is the unitary specific weight of the block, in kg/m³.

To determine the elasticity modulus to the masonry, the norm ABNT NBR 15961-1 [3] establishes the value of $800 \times f_{pk}$, where f_{pk} is the

specific strength of the prisms. Gomes (1983, apud CARVALHO, 2007) [12] studied theoretically the basic elastic parameters of masonry walls submitted to simple compression, analyzing and comparing the results with those obtained experimentally. Considering that the wall thickness is significantly lower than the other wall dimensions, in the plane state of stress, for unreinforced walls and assuming complete adherence between mortar and blocks with both comping the Hooke's law, the Equation (2.4) is obtained:

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}, \text{ with } \delta = \frac{h_b}{H} \quad (2.4)$$

where:

E_{pa} is the elasticity modulus of the wall, in MPa;

E_a is the elasticity modulus of the mortar, in MPa.

E_b is the elasticity modulus of the blocks, in MPa.

h_b is the block height, in cm.

H is the masonry height, in cm.

The equation (2.5) is used to estimate the elasticity modulus of the wall when the elasticity modulus of the block and the mortar are known. Dhanasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) [9] suggests a non-linear relationship to establish the elasticity modulus of the masonry in relation to its uniaxial compressive strength, in MPa (f_c).

$$E_{pa} = 1180 \times (f_c)^{0,83} \quad (2.5)$$

E_{pa} is the elasticity modulus of the wall, in MPa, in relation to the gross area;

f_c is the compressive strength of the masonry, in MPa, in relation to the gross area.

The equations presented in this topic to obtain the elasticity modulus of masonry are developed by different researches regarding several materials and will be compared with the experimental results in this study.

3. Materials and experimental program

Two series with flanged masonry walls in full scale were tested in this paper. The first series consisted of three “H” shaped specimens on site with supported central wall and flanges. The second series consisted of three “H” shaped specimens on site, in which the central wall had no support. Since the flanges were only supported in the second series, this allowed total load transfer to the flanges and therefore it was possible to compare the two series.

In both series, the vertical and the horizontal joints were filled with mortar, with one cm thickness and direct bonding was used. A 90 cm long steel plate was chosen for the uniform application of the load over the web, simulating the effect of a supporting row at the top of the wall. The steel plate applied the load over the three middle blocks of the central wall, ex-

cluding the blocks that were directly attached to the flanges, Figure [7].

The use of a slab to apply the load on the wall would have been ideal for the experiment. However, it would be more complex, as the test were carried out in full scale.

3.1 Geometry, construction of flanged walls and transportation

Interlocked units were applied in the construction of the flanged walls. Special units of 44 cm length with three hollows were used for the clamping. The specimens were constructed under metallic framing and after the cure interval they were transported to the portico where they were tested. The dimensions (in centimeters) of these walls on site are shown in Figure [1].

The construction of the flanged walls were carried out in three steps according to recommendations of the ABNT NBR 8949:1985 [8] norm. On the first day, five rows were built and on the subsequent days, four rows were built each day. The first step of the masonry walls construction can be observed in Figure [2]. For each step, three prismatic mortar specimens were molded.

A rolling bridge transported the specimens to the testing location. In Figure [3], a flanged wall specimen being transported to the reaction portico is shown.

Figure 2 - Executed first step of the flanged wall



Figure 3 – Executed flanged wall and its transportation to the reaction portico by rolling bridge



3.2 Instrumentation and testing procedure

The procedures for the flanged wall testing complied with the rules from the norm ABNT NBR 8949:1985 [8] that were valid at the date of the testing. The deformations were determined below the top row, to avoid local disturbance in the load application area.

The instrumentation of the flanged walls consisted of a load cell and eighteen displacement transducers, both on the central wall and on the flanges. Figure [4] shows the elevations of the flanged walls (in centimeters) and the position of the sensors on the central wall, the internal and external flanges, respectively. The standard length used for the calculation of vertical deformation was 40 centimeters, which is equivalent to the length of two rows. The labelling of the displacement transducers is shown in Figure [5]. The data

acquisition system *Spider* was used with a reading frequency of 2 Hz.

The loading was divided in four stages and the adopted load increment was 150 kN, which is equivalent to around 10% of the expected failure load. On the first stage, three load increments were applied and subsequently it was unloaded until zero. On the second stage, three load increments were applied and subsequently it was unloaded until 150 kN. On the third stage, subsequent increments were applied until the appearance of small fractures. On the fourth and last stage the equipment were removed and the load increment became 50 kN, until the rupture of the flanged wall.

After each increment, the load stayed on the flanged walls for a time greater than 5 minutes. The loads and the shortening were registered at the end of this time. Figure [6] shows the

Figure 4 - Instrumented spots and positions. (a) Central wall - (b) Internal and external flanges
Heights in cm

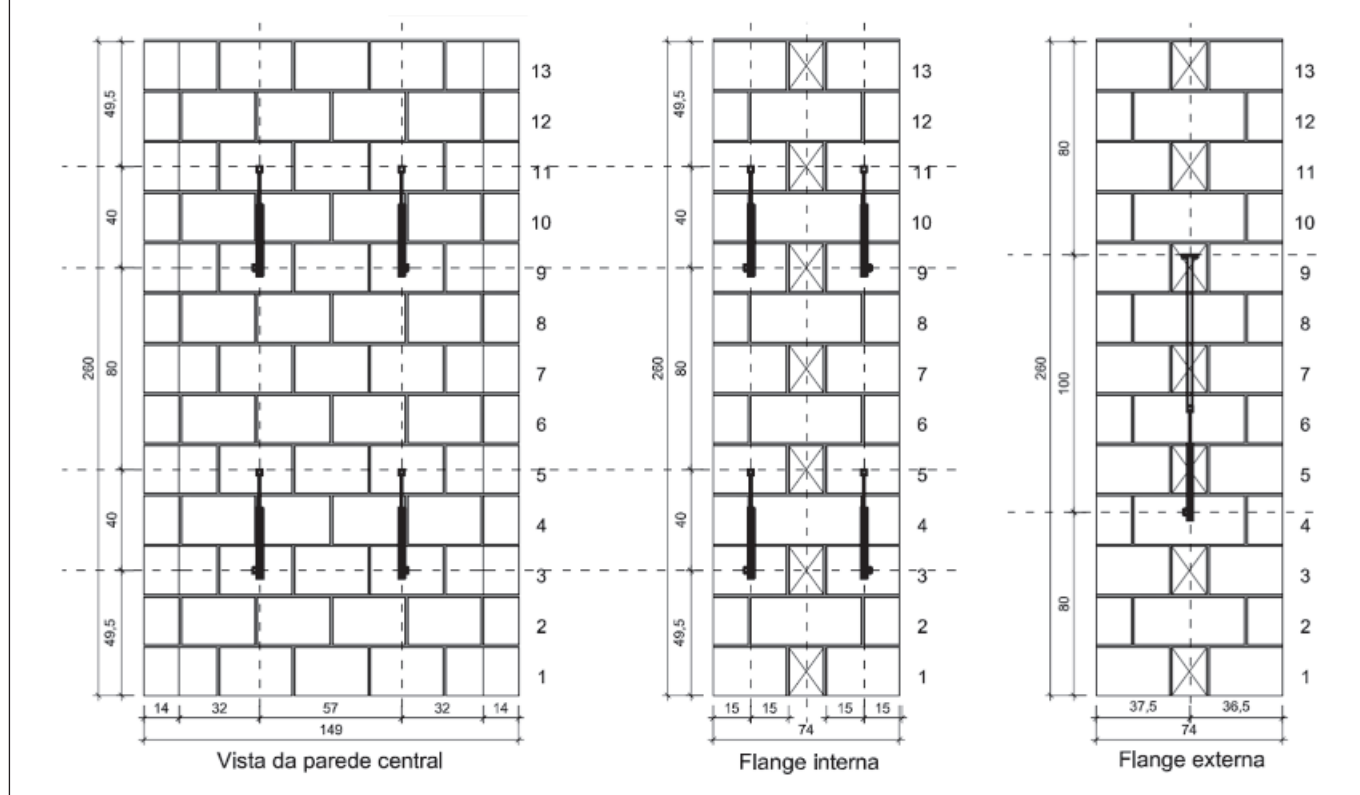


Figure 5 - Labeling of displacement transducers | Upper region (odd numbers) and lower region (even numbers)

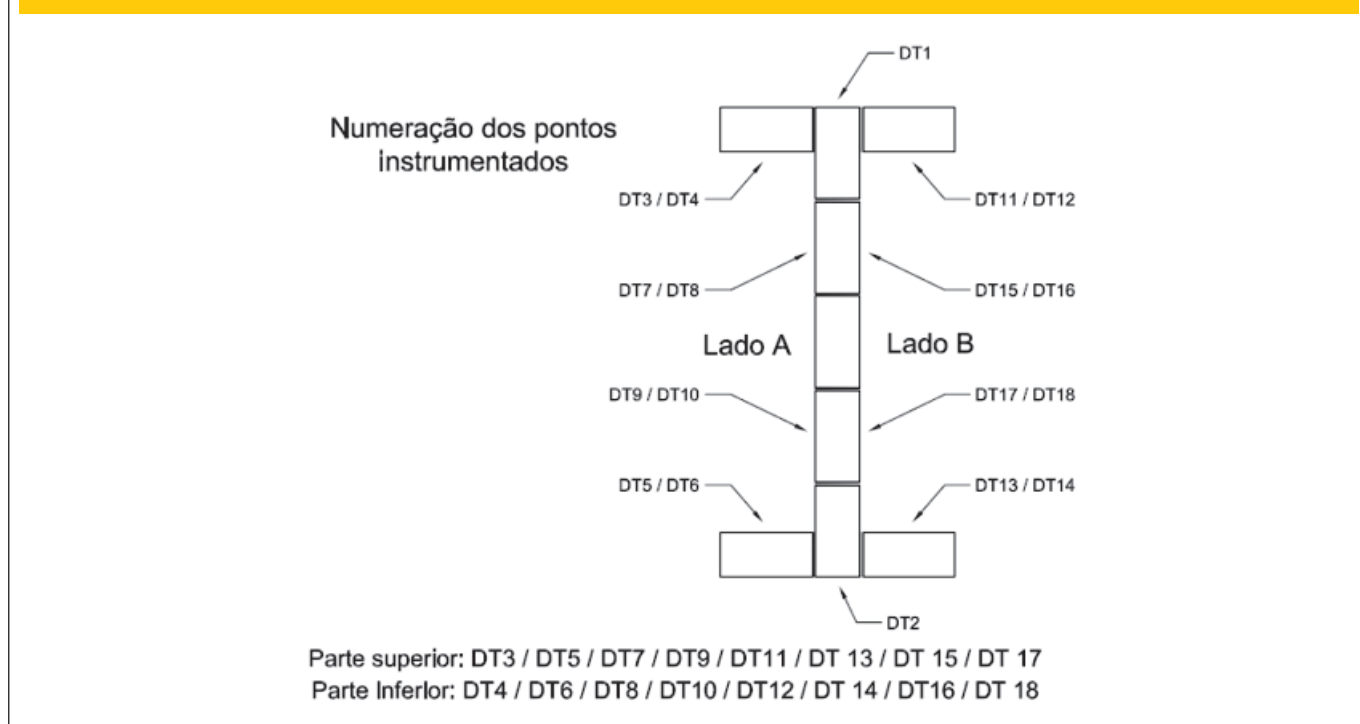
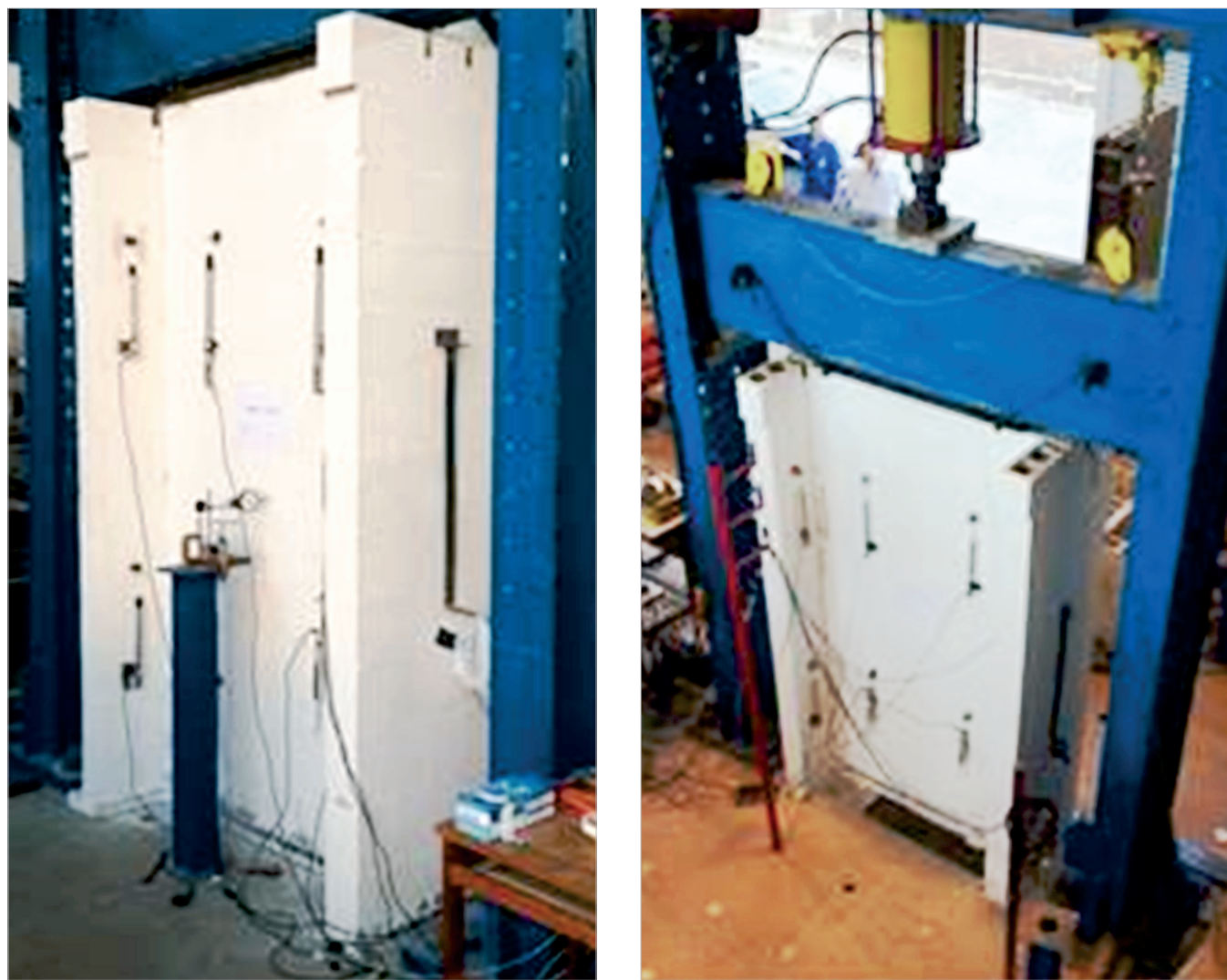


Figure 6 – Instrumented flanged walls and details of the reaction portico



instrumented flanged walls at the moment it was being tested as well as the details of the reaction structures used for the testing.

Two kneecaps were used in order to minimize the eccentricity of the load, the first one located at the hydraulic jack and the second one above the steel plate that was supported on the central wall. To improve the support between the metallic framing and the reaction slab and avoid the load to concentrate in local spots, a high initial strength mortar was applied under the framing of every test, according to the arrangement pictured in Figure [7].

4 Material properties

A series of characterization tests were carried out in the masonry components, concrete blocks, mortar and two block prisms, in parallel with the flanged wall testing.

4.1 Concrete blocks

The blocks characterization was in terms of the average strength and specific strength, in accordance with the procedures from the ABNT NBR 12118:2014 [13] norm in six specimen. The elasticity modulus and the Poisson ratio were obtained from four elec-

tric strain gauge connected to the data acquisition system called AqDados from Lynx. Hence, the blocks were submitted to a load equivalent to 30% of the failure load and unloaded to achieve stationary state. Then, the loading was applied at a 0,005 mm/s rate until reaching 50% of the possible failure load and finally it was loaded until its rupture.

From the linear interval (stress x strain) the elasticity modulus and the Poisson ratio were obtained, admitting as the linear interval values from 0.5 MPa to 30% of the average failure load of the blocks. The choice of the testing procedure was based on previous studies found in literature due to the lack of specific norms. Figure [8] illustrates the block instrumentation and the position of the strain gauge on the block.

4.2 Mortar

The mortar used to build the prisms and walls in this study contained the following materials as binders: type CP II-E-32 Portland cement, type CH I special additivated hydrated lime and natural quartzite fine aggregate, upper usable limit.

The method proposed by Santos (2014) [14] was used for the dosage in order to obtain a mortar with compressive strength around 70% of

Figure 7 - Instrumented flanged walls and details of the reaction portico

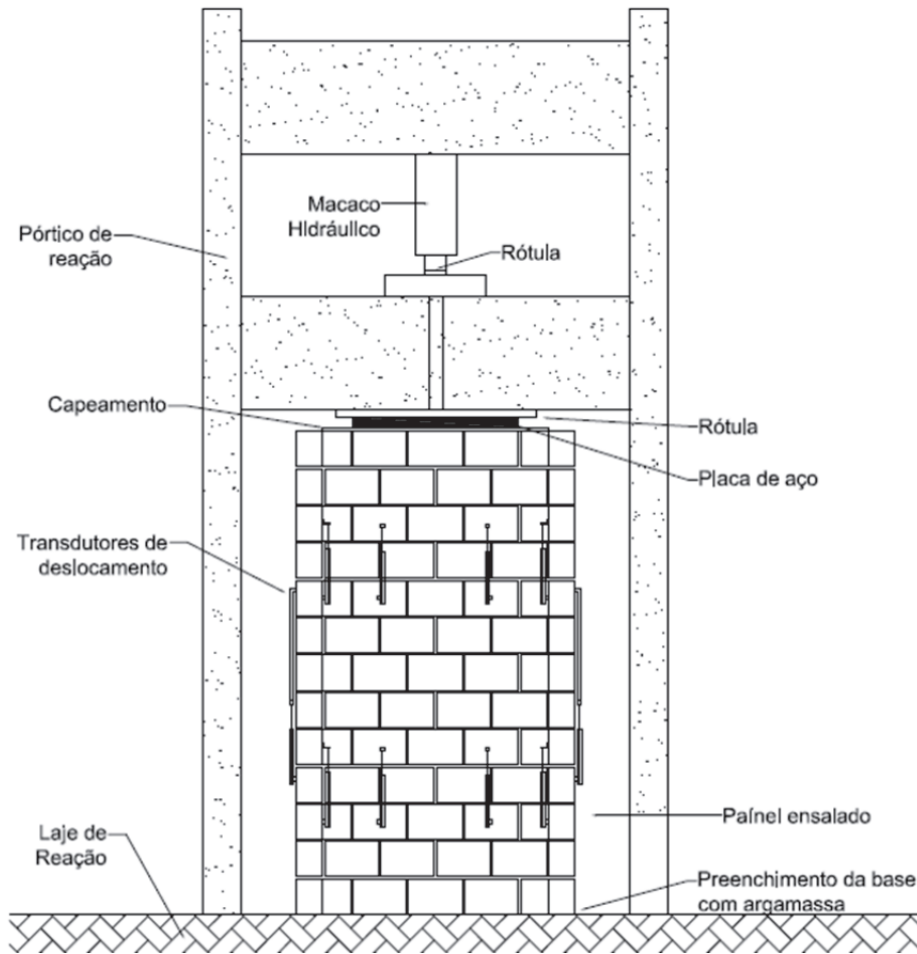


Figure 8 - Instrumented block and details of the strain gauge position

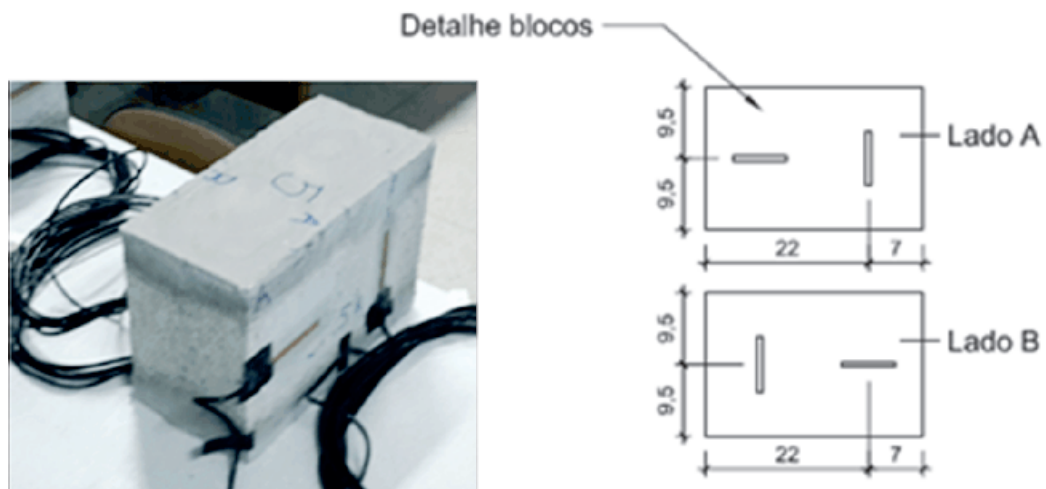
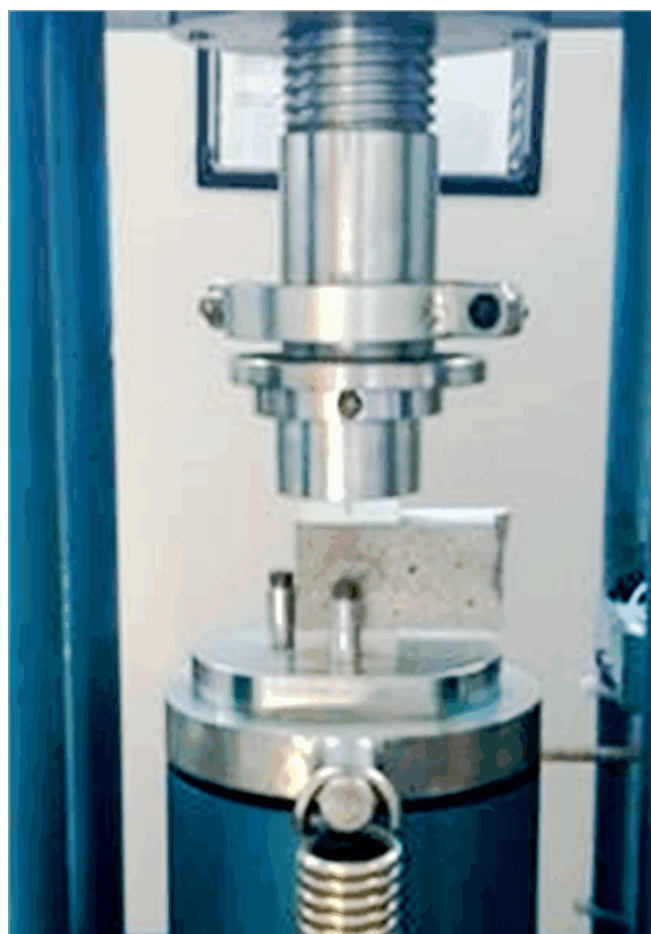
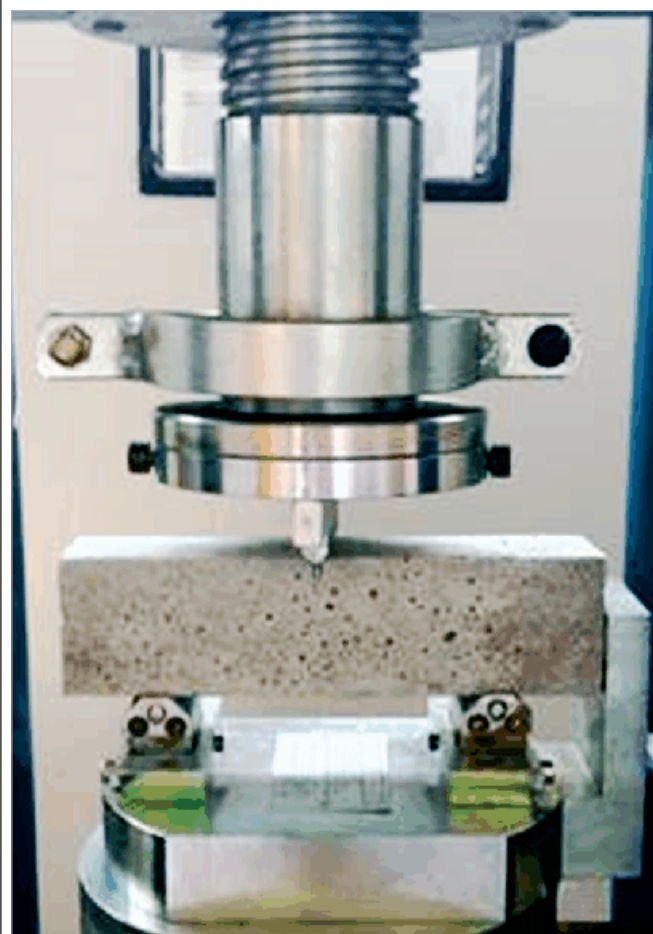


Figure 9 – Testing of prismatic mortar specimen by simple flexion and by compression



the specific compressive strength of the block (16,9 MPa), in relation to the liquid area. The testing complied with the ABNT NBR 13279:2005 [15] and ABNT NBR 15961-2:2011 [7] norms and were carried on the same day of the walls testing. Figure [9] illustrates the tests for flexural strength and compressive strength. Six mortar specimens (5 cm x10 cm) were also built in order to obtain the static and dynamic elasticity moduli. In this case, the norms ABNT NBR 8522:1984 [16] and ABNT NBR 15630:2009 [17] were used, respectively.

4.3 Two block prisms

The determination of the prisms compressive strength was carried using the procedures from the ABNT NBR 15961-2:2011 [7] norm. The data acquisition system AqDados from Lynx, with reading frequency of 2 Hz, was used to measure the elasticity modulus. The system collected data from a load cell, four electric strain gauges and two displacement transducers as illustrated in Figure [10].

The prisms were submitted to the testing with manual load application in a portico. Figure [11] illustrates the arrangement set for the experiment. The elasticity modulus of the prisms and the Poisson ratio of the blocks were calculated in the interval of the secant curve correspondent to 5% to 30% of each specimen failure load, according to the norm criteria.

5. Results and discussion

The experimental results are presented in this topic as well as an

interpretation of the results and comparison with those found by other researchers.

5.1 Material proprieties

The average value found in the compression strength test of the concrete block was 20.3 MPa and the specific strength was 16.9 MPa. Both results are shown in details in Table [1]. The average value found in the elasticity modulus test of the block was 20350 MPa. This value is similar to the one calculated with the formula proposed by the ACI – Building Code 318 [11] (26429 MPa), with a difference of 23% in the result.

The prisms and the walls were built with the same mortar. The static and dynamic elasticity modulus of the mortar were 9293 MPa and 7938 MPa, respectively. The results differ from each other in 14% but they did not show disparity in the individual tests, as the coefficient of variation was lower than 5%. Its average compression strength was 11.31 MPa and the flexural strength was 2.70 MPa.

The prisms testing aimed to analyze the strength characteristics of the masonry elements, especially the loads and modes of failures, to analyze the axial deformability of the two block prisms and to compare the results to those obtained for walls.

The failure occurred, in general, due to vertical fissure, initiated and intensified in the vertical hollow and in the block longitudinal walls. The first fissures appeared within 70 to 80% of the maximum load.

The average value for the elasticity modulus of the prisms was 10008 MPa, in other words, there was a reduction of 49.50% in the elasticity modulus when compared to that of the blocks. The Poisson ratio of the prisms was in average 0.17, 22% lower than the value found for the blocks. This is because the elasticity modulus regards the set block/mortar, being superior to those obtained only by the deformation of the block itself.

Observing the average elasticity modulus of the blocks and mortar, 20350 MPa and 9293 MPa, respectively, it results in a ratio of

$E_{mor}/E_b = 0,46$. According to Chemma and Klinger (1986) [18], for a ratio of $E_{mor}/E_b \geq 0,6$, the rupture occurs, preferably, by crushing of the mortar joint; while for ratios of $E_{mor}/E_b \leq 0,6$ the rupture occurs by stress on the blocks. In fact, during the tests vertical fissures were observed in the transversal and longitudinal blocks of the prisms.

Table [1] shows a summary of the results presented in this topic.

Figure 10 - Prism ready to be tested and instrumentation scheme

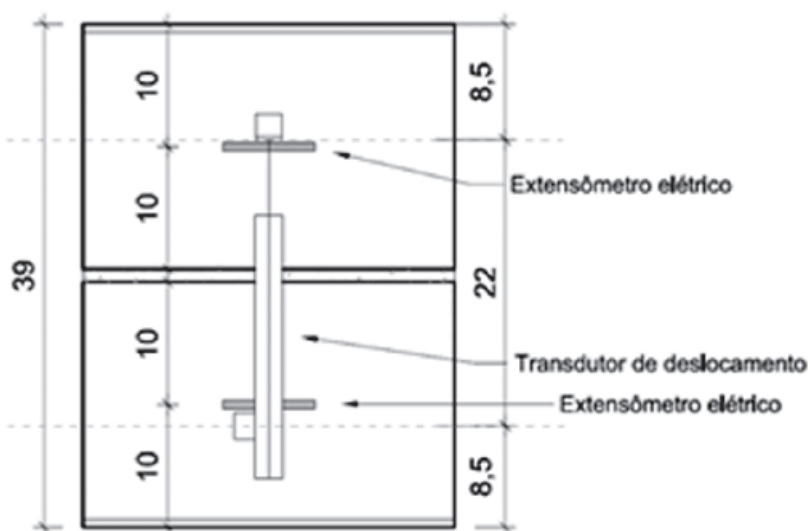
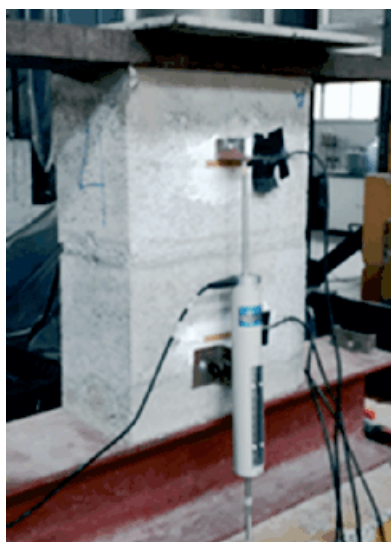


Figure 11 - Prisms testing



Table 1 – Physical and mechanical proprieties of the materials obtained in the tests

Test	Result	S.D. (MPa)	C.V. (%)	
Block (14x29x19)	Width (mm)	138,8	0,05	0,04
	Length (mm)	289,3	0,59	0,21
	Height (mm)	190,1	0,25	0,13
	A_{lic}/A_{gross}	0,574	-	-
	w_b (kg/m ³)	2187,91	-	-
	f_b (MPa)	20,30	2,03	10,04
	f_{bk} (MPa)	16,90	2,03	10,04
	E_b (MPa)	20350	2254,73	11,08
	ν	0,22	0,08	38,41
Mortar	F_{mc} (MPa)	11,31	0,33	2,93
	F_{mf} (MPa)	2,70	0,13	4,71
	$E_{m static}$ (MPa)	9293	412,00	4,43
Prisms	f_p (MPa)	13,7	2,47	17,97
	f_{pk} (MPa)	11,7	2,47	17,97
	f_p / f_b (%)	57,50	-	-
	f_{pk} / f_{bk} (%)	69,06	-	-
	E_p	10008	434,83	4,34
	ν	0,17	0,02	8,96

5.2 Masonry flanged walls

For a better understanding, the results were divided in five subtopics: Compressive strength, deformation, modes of failure, estimation of transfer rates and comparative analysis between walls with and without central support.

5.2.1 Compressive strength

The load correspondent to the appearance of the first visible fissures in each test and that of the failure are presented in Table [2]. Table [3] shows the failure loads considering independent walls and walls with interaction. The compressive strength of the prismatic mor-

tar specimens, which were retained during the construction of the flanged walls, had similar results to what was expected (12.0 MPa), only a little over due to a longer curing time of the mortar.

5.2.2 Deformation

Only the deformation measured in the lower part of the wall was used to calculate the elasticity modulus of the flanged walls. In the upper region, where the load transfer from the central wall to the flanges occur, the determination of the stress acting on the web / flange is complex and uncertain. The load interval used to calculate the stress was between 30% and 40% of the failure load, as linear scopes are observed in this interval and the load values are lower than the first fissure load.

Table 2 – First fissure load and maximum load

Wall type	Test	First fissure load (kN)	Maximum load (kN)
With central support	1	642,48	879,46
	2	728,25	1294,60
	3	703,00	952,73
	Average (kN)	697,24	1042,26
	S.D. (kN)	44,08	221,58
	C.V. (%)	6,38	21,26
Without central support	4	545,82	704,61
	5	478,16	593,77
	6	621,10	673,24
	Average	581,69	657,20
	S.D. (kN)	90,51	57,13
	C.V. (%)	15,56	8,69

Table 3 – Failure load

Type	Stress in independent wall (MPa)			Stress in walls with interaction (MPa)		
	Average (MPa)	S.D. (MPa)	C.V. (%)	Average (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)
With central support	6,15	1,31	21,26	2,75	0,58	21,26
Without central support	3,17	0,27	8,72	-	-	-

Table 4 – Elasticity modulus (wall with central support)

Flanged wall	Load (kN)		Stress on the web (MPa)	Def. 1	Def. 2	Elasticity modulus 1	Elasticity modulus 2
1	30%	26,38	1,20	0,0004351	0,0011511	7740	3306
	40%	35,17	2,04	0,0003273	0,0008988	7740	3306
2	30%	38,84	1,25	0,0006610	0,0013659	7756	3016
	40%	51,78	2,95	0,0004406	0,0007993	7756	3016
3	30%	28,58	0,81	0,0004683	0,0009824	3870	5729
	40%	38,11	1,58	0,0002691	0,0008478	3870	5729
Average (MPa)						5236	
S.D. (MPa)						384,6	
C.V. (%)						7,35	

1 - Right side of the web; 2 - Left side of the web.

Table 5 – Elasticity modulus (wall without central support)

Flanged wall	Load (kN)		Transfer rate	Stress on the flange (MPa)	Def.	Elasticity modulus
1	30%	10,57	100%	1,34	0,0003411	5897
	40%	14,09	100%	1,01	0,0002842	5897
2	30%	89,07	100%	1,13	0,0000801	3529
	40%	11,88	100%	0,85	0,0000000	3529
3	30%	10,10	100%	1,28	0,0000272	7209
	40%	13,47	100%	0,96	0,0000227	7209
Average (MPa)						5545
S.D. (MPa)						1868,1
C.V. (%)						33,64

In order to determine the loads and stresses of the flanged walls with central support, the ratio between the deformations of the displacement transducers placed on the web and on the flanges was calculated. All of them were placed on the same height; therefore the rate of load transfer from the web to the flanges was estimated. For the flanged walls without central support, on the other hand, the elasticity modulus was calculated using the deformation in the lower part of the flanges. The stress was obtained considering half the load of each flange, being the load transfer from the web to the flanges of 100% giving the condition of no support of the central wall. It was possible to observe that in the lower region of the flanged

wall, the readings of the displacement transducer on the web and the flanges were closer, indicating the occurrence of interaction. The deformation of the flanges in the lower region were superior to those measured in the upper region. Meanwhile, on the web there was a reduction on the deformation in the lower region when compared to the upper one. The results are shown in Table [4] and Table [5].

5.2.3 Modes of failure

The modes of failure can be observed on Figure [12] to Figure [17]. On the flanged walls with central support, the modes of failure

Figure 12 - Failure - flanged wall with central support 01



Figure 13 - Failure - flanged wall with central support 02



Figure 14 - Failure - flanged wall with central support 03



Figure 15 - Failure - flanged wall without central support 04



Figure 16 - Failure - flanged wall without central support 05



Figure 17 - Failure - flanged wall without central support 06



Table 6 - Average deformation ratio on the flanges and webs and the load transfer rate for the flanges

Test	Average deformation on flange / Average deformation on web (r)		Load transferred to flange (kN)		Max. strength on flange (kN)	Transfer rate to flange (%)	
	Upper region	Lower region	Upper region	Lower region		Upper region	Lower region
Panel 1	0,26	0,57	107,2	182,1	240,4	44,60	75,76
Panel 2	0,19	0,64	123,4	286,4	353,3	34,93	81,06
Panel 3	0,18	0,56	86,9	195,2	260,0	33,42	75,07
Average	0,21	0,59	105,8	221,2	284,5	37,65	77,30

of the first two walls were similar, typical of a failure by combined compression and shear, with horizontal traction failure along the web and shear in the lower region at the web/flange interface. The fissures started vertically below the load application point (passing through the horizontal joints of the blocks) and staggered (only through the vertical and horizontal mortar joints).

In the third flanged wall with central support, the failure occurred by compression in the upper region of the central wall in the blocks below the first row. By increasing the load, the fissures propagated down.

On the flanged walls without central support, the three tests showed similar behaviors, in which the failure occurred abruptly with the sudden opening of big fissures, typical of shear failure. In all the cases, the failure occurred in only one side with a vertical fissure along the web. The effect of bending on the flanges can be verified by the horizontal cracks occurring at the joints of the intermediate rows.

Generally, from the load application point, the cracking displaced vertically, with a slight inclination, and on the lower rows, they inclined in the direction of the flanges, clearly indicating the shear on the web/flanges interface.

5.2.4 Transfer rate

Load transfer rate to the flanges is understood as the relationship between the portion of the load applied on the web that is absorbed by the flanges and the maximum load that can be transferred to the flanges in the case of a complete interaction. For the totally supported “H” shaped walls, it was observed that the transfer rate is conditioned by the level of load applied on the central wall as much as on the position evaluated on the wall (height).

For the panels with central support, the interaction rate was determined based on the strain relationships and the strength of materials and mechanical equations. Neglecting the flexion effect, it can be said that:

$$\therefore F_{flange} = \frac{1}{\left(\frac{k}{r} + 2\right)} \times F_t \tag{5.1}$$

where:

$$k = \left(\frac{A_{web} \times E_{web}}{A_{flange} \times E_{flange}} \right), E_{web} = E_{flange} = E_{masonry}; r = \frac{\epsilon_{flange}}{\epsilon_{web}}$$

and F_t is the total load applied at the top.

On the other hand, for the total uniformization case:

$$\sigma_{wall}^t = \frac{F_t}{(A_{web} + 2 \times A_{flange})} \tag{5.2}$$

for walls with central support

$$F_{flange}^{uni} = \sigma_{wall-1}^t \times A_{flange} \tag{5.3}$$

for walls without central support

In which:

σ_{wall}^t is the uniform stress on the web and the flanges

F_{flange}^{uni} is the net force on the flange correspondent to the uniform tension.

The ratio between the average deformations on the flanges and the webs, obtained experimentally for the flanged walls with and without central support, respectively, are shown on Table [6], as well as the interaction rates for the flange on the panels with central support.

Figure [18] and Figure [19] show the relationship between the average deformation on the flange and the average deformation on the wall as a function of the level of load applied on the tests for both series.

5.2.5 Comparative analysis between flanged walls with and without central support

It can be said that for the “H” shaped walls without central support (Average failure load 657 kN) there was a decrease of 36.9% in the average failure load when compared to the flanged wall series with central support (Average failure load 1042 kN). This is due to the reduction in 45% of the supporting area.

Based on the theoretical procedures for distribution of vertical actions so-called independent walls and walls with interaction, it was concluded that the stresses required by the web and the flanges are around 6.15 MPa and 2.75 MPa, respectively, for flanged walls with central support. The stress considering an independent wall was 3.17 MPa, for walls without central support.

From the results obtained for the compressive strength of the blocks and for the prism/block efficiency it was possible to estimate the fail-

ure load of the flanged walls with central support as being 1302.60 kN, using the independent walls method. However, when the stiffness effect and the slenderness ratio (R) are considered or not, the estimated value of the failure load are 1276.55 kN and 1172.34 kN,

respectively. The difference between the expected values and the average obtained experimentally relates to the fact that masonry-flanged walls can fail due to the stress concentration in local spots. The average elasticity modulus of the flanged walls was 5236 MPa

Figure 18 - Average deformation ratio (flange/web) - flanged walls with central support

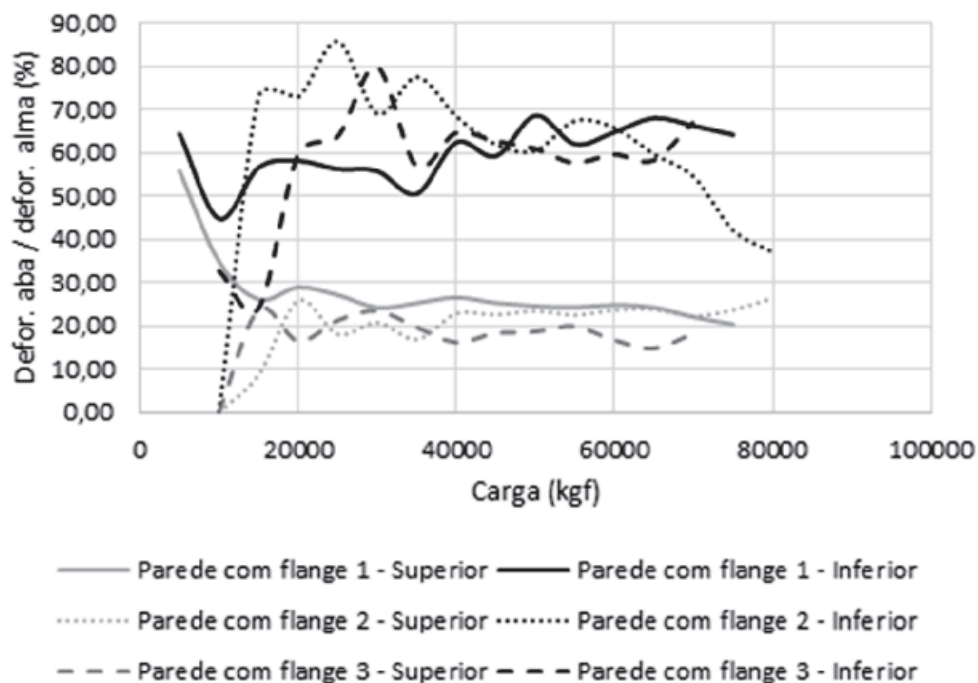


Figure 19 - Average deformation ratio (flange/web) - flanged walls without central support

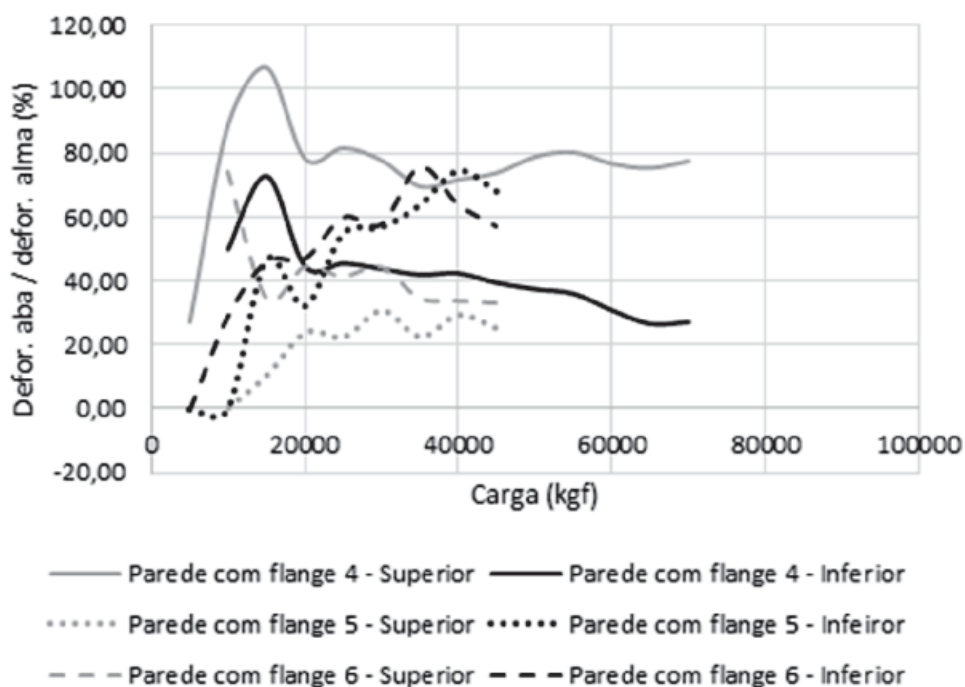


Table 7 – Masonry elasticity modulus

Type	Experimental program	ABNT NBR 15961-1:2011	Gomes (1993)	Dhannasekar (1985) – independent wall	Dhannasekar (1985) – walls with interaction
MPa					
With central support	728,25	8960	8995	5329	2732
Without central support	703,00	8960	8995	3558	1859

(web – wall with central support) and 5545 MPa (flange – wall without central support) and, despite being calculated differently, the values were similar.

The masonry elasticity modulus according to the ABNT NBR 15961-1:2011 [3] norm can be estimated as being $800 \times f_{pk}$. For f_{pk} equals to 11.7 MPa, the expected elasticity modulus would be 9360 MPa, which is greater than the one found in this study.

Other authors suggest equations to calculate the elasticity modulus. The Equation (2.4) proposed by Gomes (1993, apud CARVALHO, 2007) [12] allows the calculation of the masonry elasticity modulus as a function of the elasticity modulus of the mortar and the block. Using the Equation (2.4) for the data found in this experiment (E_a being 8616 MPa and E_b being 20350 MPa), the elasticity modulus of the masonry is 8995 MPa.

The Equation (2.5) proposed by Dhanasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) [9] suggests a linear relationship to establish the elasticity modulus of the masonry as a function of its compressive strength. Using the theoretical methods for calculating stresses (independent walls and walls with interaction), two values of elasticity modulus were found. Table [7] shows the results of elasticity modulus found in this study as well as those obtained from equations available in literature. It is clear that the model with closer results to those found in this study was from Dhammasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) [9]. The formation of strut on the central wall was evident in the failure mode due to the formation of cracking and fissures with inclination between 60° and 45° from the central walls to the flanges. On the walls with central support, the load flux to the flanges was more intense on the lower rows. On the other hand, the behavior was inverted on the walls without central support as the flux was more intense on the upper rows. Differently from the failure mode of the first series (with support), on the second series (without support) the failure occurred abruptly and in a fragile way, as expected in a shear failure. In this case, the fissures started in a loading stage close to the maximum loads and extended through the length of the flanged walls.

Regarding the ratio of flanges/web deformation in the lower region within the levels of loading analyzed, the walls (with and without support) had similar behavior, as seen in Table [6].

The loading transfer rate from the web to the flanges in the lower region of the flanged walls with central support was approximately 77.30%. For the panels without central support the transfer rate was 100,00%.

6. Conclusion

- The flanged walls with and without central support evaluated

in this study had direct bonding and did not have supporting straps. The average failure load for totally supported flanged walls was 1042 kN and for flanged walls without central support was 657 kN, being the coefficient of variation for walls with central support 21.26%. A reduction in the failure load close to 37% was observed for a reduction in supporting area of approximately 45%.

- It was observed that the deformations in the lower region of the central wall were low when compared to the upper region. This fact can be explained by the occurrence of load transfer from the central wall to the flanges, reducing the acting stress through the interlocking blocks.
- The elasticity modulus were relatively low when compared to the value proposed by the Brazilian norm. However, several expressions proposed in literature for its calculation have very diverging numerical results. The deformations used in this study were the ones acquired from the lower region for being a better representation of the reality.
- The experimental results showed a different behavior for flanged walls with and without central support, in particular regarding the failure mode. While a combined shear and compression failure occurred in the flanged walls with central support, a purely shear failure occurred on the flanged walls without central support.
- The failure modes were similar on the three tests in which the central walls were supported and it was clear that the failure occurred mainly on the central wall, below the load application point, with diagonal and staggered cracking. The failure occurred along the entire wall, passing through the blocks and the mortar joints.
- Observing the failure mode and the cracks on the panels without central support, the applied load was transferred to the flanges through the upper rows, generally speaking, on the first six to eight rows out of thirteen in total. Despite taking all the precautions during the tests, there was load eccentricity as one side deformed more than the other one.
- The estimation of the load transfer rate from the web to the flanges in this study was based on the deformation ratio of the upper region to the lower region of the panels. The average interaction rate was approximately 37.65% and 77.30% on the upper and lower regions, respectively, evidencing that the interaction occurs along the height of the wall. The load transfer rate for the panels without central support, on the other hand, was 100%, as all the load was transferred to the flanges.

- For the flanged walls examined in this study, from deformations measured at the base of the walls to load values up to 40-50% of the failure load, it is concluded that there was a transfer rate of vertical forces from the central wall to the flanges of around 70%. This evidences that there was interaction between the walls and indicates that the distribution of vertical loads shall be considered in service load buildings, as in the method of walls with interaction. However, it was observed that the failure of walls with central support started at the top of the wall, where there was no vertical load transfer to the adjacent flanges yet, as observed by other authors in a number of studies, which means that in this case, the most adequate method is the independent walls one. Few specimens and a single geometry of "H" shaped walls were examined in this study. Therefore, further investigation is necessary in order to get definite conclusions and to recommend the use of theoretical methods to project structural masonry buildings with high strength concrete blocks.

7. Acknowledgments

The authors would like to acknowledge Fapemig, Capes, the Civil Engineering Department at the Universidade Federal de Viçosa and the Structures Department at the Universidade Federal de Minas Gerais for the support to execute this study, as well as the enterprise Blojad for providing the concrete blocks.

8. References

- [1] BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR MASONRY STRUCTURES, ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02. Reported by the Masonry Standards Joint Committee, 2002.
- [2] EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6, EN 1996-1-1: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures buildings. Belgium, 2005.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [4] CAPUZZO NETO, VALENTIM. Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. 2000. 144f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2000.
- [5] ANDOLFATO, R. P. Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural. 2006. 232f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.
- [6] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. 2014. 272f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1985. 7p.
- [9] MOHAMAD, G. Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. 2007. 290f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. CEB-FIP mode code 1990. Bulletin d'Information, 1990.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit, 2011.
- [12] CARVALHO, J. D. N. A contribuição de enrijecedores laterais para a ação do efeito arco na alvenaria estrutural. 2007. 284f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para Alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 14p.
- [14] SANTOS, W. J. Desenvolvimento de metodologia de dosagem de argamassa de revestimento e assentamento. 2014. 155f. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 9p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2008, 16P.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade através da propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 4p.
- [18] CHEMMA, T.S.S. e KLINGNER, R.E. Compressive strength of concrete masonry prisms. In: American Concrete Institute Journal. 1986.

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads

Avaliação experimental da interação entre paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais

L. O. CASTRO ^a
lucascastro.ecivil@gmail.com

R. C. S. S. ALVARENGA ^a
rcassia.alvarenga@gmail.com

R. M. SILVA ^b
roberto@dees.ufmg.br

J. C. L. RIBEIRO ^a
jcarlos.ribeiro@ufv.br

Abstract

This paper aims to evaluate the interaction between structural masonry walls made of high performance concrete blocks, under vertical loads. Two H-shaped flanged wall series, all full scale and using direct bond, have been analyzed experimentally. In one series, three flanged-walls were built with the central wall (web) supported and, in the other one, three specimens were built without any support at the central web. The load was applied on the central wall and vertical displacements were measured by means of displacement transducers located at eighteen points in the wall-assemblages. The results showed that the estimated load values for the flanges were close to those supported by the walls without central support, where 100% of the load transfer to the flanges occur. The average transfer load rate calculated based on the deformation ratio in the upper and lower section of the flanged-walls, with the central web support, were 37.65% and 77.30%, respectively, showing that there is load transfer from the central wall (web) toward the flanges, particularly in the lower part of the flanged walls. Thus, there is indication that the distribution of vertical loads may be considered for projects of buildings for service load, such as in the method of isolated walls group. For estimation of the failure load, the method that considers the walls acting independently showed better results, due to the fact that failure started at the top of the central wall, where there is no effect of load distribution from the adjacent walls.

Keywords: high strength performance block, structural masonry, flanged walls, wall interaction.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo avaliar a interação entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência, sob ações verticais. Foram ensaiadas duas séries de paredes com flanges intertravadas, em formato "H" em escala real e com amarração direta, sendo uma série composta de três espécimes com a parede central (alma) apoiada e a outra série de três espécimes sem apoio na alma. A carga foi aplicada na parede central e através de transdutores de deslocamento foram monitorados os deslocamentos verticais em dezoito pontos do conjunto de paredes. Os resultados mostram que os valores de carga estimados para os flanges das paredes com apoio central foram próximos daqueles suportados pelos flanges das paredes sem apoio central, nas quais ocorrem 100% de transferência de carga para os mesmos. As taxas de transferência médias, calculadas com base na relação de deformações no trecho superior e inferior para o conjunto de paredes com apoio central, foram de 37,65% e 77,30%, respectivamente, mostrando que existe transferência de carga da parede central (alma) para os flanges, particularmente no trecho inferior do conjunto de paredes. Assim, há um indicativo de que a distribuição de forças verticais pode ser considerada em projetos de edifícios para cargas de serviço, como no método de grupo isolado de paredes. Com relação ao comportamento último das paredes com flanges com apoio na alma, a ruptura ocorre no topo da alma, local onde ainda não ocorre transferência de forças verticais entre paredes adjacentes, neste caso o método de paredes isoladas para a estimativa da carga de ruptura seria adequado.

Palavras-chave: blocos de alta resistência, alvenaria estrutural, paredes com flanges, interação entre paredes.

^a Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil;

^b Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introdução

Historicamente, percebe-se uma evolução no aumento da resistência dos concretos em função das necessidades de se construir edifícios cada vez mais elevados e de se atender aos requisitos de durabilidade. A utilização de adições minerais (sílica ativa, argila calcinada) e aditivos plastificantes, aliada a uma baixa relação água/cimento e alto consumo de aglomerante possibilitam a obtenção de concretos mais resistentes, menos porosos e menos permeáveis.

A interação de paredes ganha interesse e necessidade de investigação, particularmente quando se usa blocos com alta resistência, devido à existência de poucos trabalhos e a divergência sobre o assunto. Alguns autores consideram que as paredes trabalham isoladamente, enquanto outros admitem a interação de paredes adjacentes, ou seja, a transferência de força de uma parede mais carregada para outra menos carregada, quando existe amarração entre as paredes.

Algumas normas internacionais como a norma americana ACI/ASCE/TMS [1] e o Eurocode [2] usualmente não permitem a consideração da interação de paredes no método de distribuição de ações verticais. No Brasil, a ABNT NBR 15961-1 [3] permite a consideração da interação entre paredes desde que seja respeitado o limite de resistência ao cisalhamento da interface entre paredes. Essa consideração é fruto de alguns trabalhos como o de Capuzzo Neto (2000) [4], Andolfato (2006) [5] e Oliveira (2014) [6] que realizaram pesquisas em paredes interconectadas com blocos cerâmicos e de concreto.

Em grupo de paredes onde elas são construídas com a amarração direta, o travamento das unidades permite a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura das paredes com flanges de alvenaria. Na amarração indireta, a interação de paredes ocorre não devido ao travamento dos blocos, mas através de outros elementos que garantem a transferência de força.

Em edifícios com maiores alturas e maiores vãos, o comportamento da interseção de paredes submetidas a carregamento vertical e as possíveis trajetórias de tensão ao longo desta altura influenciam significativamente nos resultados de resistência das paredes e cargas de fundação.

Para verificar a interação entre paredes com flanges, interconectadas, compostas de blocos de concreto de alta resistência submetidas a ações verticais e investigar a transferência de forças entre elas, avaliou-se a distribuição de forças em seis espécimes de paredes em formato H, em escala real, construídas usando-se amarração direta. Além disso, foram realizados ensaios nos blocos, prismas, e ensaios de caracterização da argamassa utilizada. No contexto da construção em alvenaria estrutural, entende-se que há espaço favorável à introdução dos blocos de concreto de alta resistência devido ao seu bom desempenho estrutural e durabilidade, além das demais características adequadas que apresentam. Outro fator relevante é que os estudos realizados analisaram blocos com propriedades diferentes das apresentadas nas referências sobre o tema. Assim, o estudo da interação entre paredes constituídas por blocos de alta resistência poderá contribuir para o esclarecimento sobre a ocorrência da uniformização de tensões, pois nos trabalhos já realizados sobre o assunto foram usados blocos vazados cerâmicos e de concreto normal, e é fator que afeta decisivamente a segurança e a economia dos projetos de alvenaria.

2. Propriedades mecânicas da alvenaria estrutural

2.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do bloco é o fator que mais contribui para a resistência final da alvenaria, entretanto o ganho de resistência da alvenaria não é proporcional ao ganho de resistência do bloco. A explicação baseia-se no fato de que, com o aumento da resistência do bloco, há um aumento de rigidez do mesmo em relação à argamassa, aumentando assim a diferença entre as deformações laterais do bloco e da argamassa, e, como há impedimento de deslocamento entre eles devido à aderência, surgem maiores tensões laterais no bloco, o que pode acelerar a ruptura do conjunto.

A ABNT NBR 15961-1 [3] fixa que o menor valor para a resistência à compressão da argamassa deve ser de 1,5 MPa e o valor máximo é limitado a 0,7 da resistência característica especificada para bloco, referida à área líquida.

O código europeu EN 1996-1-1 (2005) [2] estabelece a Equação (2.1) para determinação da resistência característica à compressão da alvenaria com base na resistência da argamassa e do bloco.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad (2.1)$$

Onde:

K é um coeficiente que depende do tipo de material do bloco e do tipo de argamassa;

f_b é a resistência média à compressão da unidade, em relação à área bruta;

f_k é a resistência média à compressão da alvenaria, em relação à área bruta;

f_m é a resistência média à compressão da argamassa.

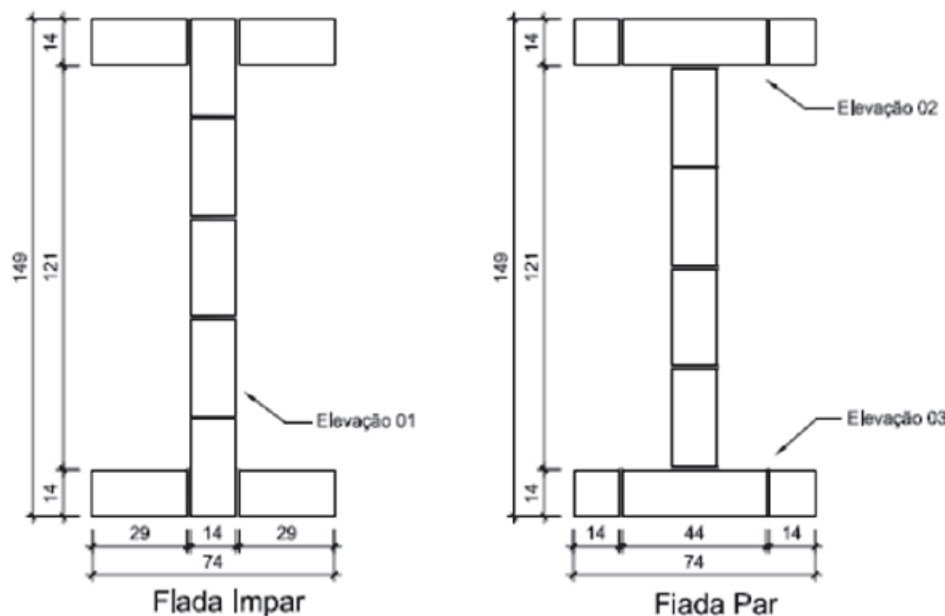
2.2 Módulo de deformação

O módulo de deformação longitudinal da alvenaria pode ser conhecido a partir do gráfico tensão-deformação específica, obtido em ensaio de compressão, a fim de avaliar e quantificar a deformação ocorrida durante o ensaio. O módulo de deformação longitudinal e o coeficiente de Poisson são importantes características, que não só dizem respeito às deformações da alvenaria, mas também ao seu mecanismo de ruptura.

Para obtenção experimental do módulo de deformação longitudinal de prismas e da alvenaria existem as normas ABNT NBR 15961-2 [7] e a ABNT NBR 8949 [8] que prescrevem os procedimentos de ensaio, entretanto não há métodos de ensaio definidos para a determinação do módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson dos blocos de concreto.

Segundo Mahamad (2007), o módulo de deformação longitudinal dos elementos de alvenaria pode ser obtido a partir do gráfico tensão-deformação, para uma carga no intervalo entre 40% e 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através da carga correspondente a 30% para o módulo tangente inicial, isso acontece por haver neste trecho um comportamento linear dos elementos (prismas e paredes). Esse método é semelhante ao

Figura 1 - Dimensão em planta das paredes com flanges.
Paredes de 260 cm de altura | Cotas em cm



que a norma ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02 [1] recomenda, no qual o trecho inicial da curva tensão-deformação é desprezado e é utilizado o valor secante entre $0,05 f_m$ e $0,33 f_m$, onde f_m é a resistência à compressão última da alvenaria. Na ausência de ensaios, podem-se usar equações contidas em normas de concreto para se estimar o módulo de elasticidade ou de deformação longitudinal do bloco de concreto. O CEB – FIB Mode Code (1990) [10] determina que o módulo de deformação do concreto deve ser obtido pela Equação (2.2).

$$E_b = 2,5 \times 10^4 \times \left(\frac{f_b}{10} \right)^{0,33} \quad (2.2)$$

onde:
 E_b é o módulo de elasticidade médio dos blocos, em MPa, relativo à área líquida do bloco;
 f_b é a resistência à compressão média dos blocos, em MPa, relativo à área líquida do bloco.
A Equação (2.3) é a sugerida pela norma ACI – Building Code 318 [11], que adota concretos de massa específica entre 1442 kg/m³ e 2483 kg/m³. Para o coeficiente de Poisson, é usado como referência o valor de 0,20, que é o coeficiente de Poisson do concreto.

$$E_b = 0,0428 f_b^{0,5} w_b^{1,5} \quad (2.3)$$

onde:
 E_b é o módulo de elasticidade médio do bloco, em MPa, relativo à área líquida do bloco;
 f_b é a resistência média do bloco, em MPa, em relação à área líquida do bloco;
 w_b é a massa específica unitária do bloco, em kg/m³.
Para a determinação do módulo de deformação para a alvenaria, a ABNT NBR 15961-1 [3] estabelece o valor de $800 \times f_{pk}$, onde f_{pk} é a resistência característica dos prismas. Gomes (1983, apud CARVALHO, 2007) [12] realizou um estudo teórico dos parâmetros elásticos básicos das paredes de alvenaria submetidas à compressão simples, analisando e comparando esses resultados com os obtidos experimentalmente. Com a consideração de que a espessura da parede é muito menor que as outras dimensões, no estado plano de tensões, e para as paredes não armadas supondo completa aderência entre a argamassa e os blocos, e que ambos obedecem à lei de Hooke, obtém-se a Equação (2.4).

$$E_{pa} = \frac{1}{\frac{(1-\delta)}{E_a} + \frac{\delta}{E_b}}, \text{ com } \delta = \frac{h_b}{H} \quad (2.4)$$

onde:
 E_{pa} é o módulo de deformação longitudinal da parede, em MPa;
 E_a é o módulo de deformação longitudinal da argamassa, em MPa.
 E_b é o módulo de deformação longitudinal dos blocos, em MPa.
 h_b é a altura do bloco, em cm.
 H é a altura da alvenaria, em cm.

A Equação (2.4) é utilizada para estimativa do módulo de deformação longitudinal da parede quando conhecidos o módulo de deformação longitudinal do bloco e da argamassa. Dhanasekar (1995, apud MOHAMAD) sugere uma equação não linear - Equação (2.5) – para estabelecer o módulo de deformação longitudinal da alvenaria em função da resistência à compressão uniaxial da alvenaria, em MPa (f_c).

$$E_{pa} = 1180 \times (f_c)^{0,83} \quad (2.5)$$

E_{pa} é o módulo de deformação longitudinal da parede, em MPa, em relação à área bruta;

f_c é a resistência à compressão da alvenaria, em MPa, em relação à área bruta.

As equações apresentadas neste item para a obtenção do módulo de deformação longitudinal da alvenaria são frutos de diferentes pesquisadores com diferentes materiais e serão utilizadas na análise e comparação dos resultados obtidos experimentalmente.

3. Material e programa experimental

Neste trabalho foram ensaiadas duas séries de paredes com

flanges de alvenaria em escala real. A primeira série foi constituída de três espécimes em formato “H” em planta, com a parede central e flanges apoiados. A segunda série foi constituída de três espécimes em formato “H” em planta, em que a parede central não foi apoiada, sendo apenas os flanges apoiados, situação em que ocorre total transferência de carga para os flanges, tornando possível comparar as duas séries.

Em ambas as séries, tanto as juntas verticais como as juntas horizontais foram preenchidas com argamassa e possuíam espessura de um centímetro, tendo sido utilizada amarração direta. Optou-se por utilizar uma placa de aço, com comprimento de 90 centímetros, para a aplicação da carga uniformemente sobre a alma, simulando o efeito da fiada de respaldo no topo da parede. A placa de aço utilizada aplicou carga nos três blocos centrais da parede central, excluindo os blocos que estavam diretamente apoiado sobre os flanges Figura [7]. A utilização de uma laje para a aplicação de carga sobre a parede, situação ideal para realização do experimento, é mais complexa, tendo em vista que os ensaios realizados foram em escala real.

3.1 Geometria, construção das paredes com flanges e transporte

Utilizaram-se unidades intertravadas na construção das paredes com flanges, usando-se no travamento a unidade especial de

Figura 2 – Primeira etapa da parede com flanges de alvenaria executada



Figura 3 – Parede com flanges executada e sua movimentação em ponte rolante para o pórtico de reação



44 cm de comprimento com três vazados. Os espécimes foram construídos sobre gabaritos metálicos e após o período de cura foram transportados para o pórtico onde foram ensaiados. As dimensões (em centímetro) em planta dessas paredes podem ser visualizadas na Figura [1].

A construção das paredes com flanges foi realizada em três etapas conforme recomendações da ABNT NBR 8949:1985 [8]. No primeiro dia foram levantadas cinco fiadas e, nos dois dias subsequentes, quatro fiadas cada. Na Figura [2] observa-se a primeira etapa das paredes de alvenaria executada. Para cada etapa construída eram moldados três corpos de prova prismáticos de argamassa.

O transporte até o local de ensaio foi realizado com uma ponte rolante. Na Figura [3] é mostrado um espécime de paredes com flanges executado sendo transportado para o pórtico de reação.

3.2 Instrumentação e procedimento de ensaio

O procedimento de execução das paredes com flanges seguiu os preceitos da ABNT NBR 8949:1985 [8], que encontrava-se em vigor na data de realização dos ensaios. As deformações foram determinadas abaixo da fiada de topo, para evitar perturbações localizadas na região de aplicação do carregamento.

As paredes com flanges foram instrumentadas com uma célula de carga e dezoito transdutores de deslocamento, tanto na parede central, quanto nos flanges. Na Figura [4], são mostradas as elevações (em centímetro) das paredes com flanges e a posição dos sensores na parede central e nos flanges internas e externas, respectivamente. O comprimento de base de medida para o cálculo das deformações verticais foi de 40 centímetros, o que

Figura 4 – Pontos instrumentados e posições.
 (a) parede central - (b) flange interna e externa. Cotas em cm

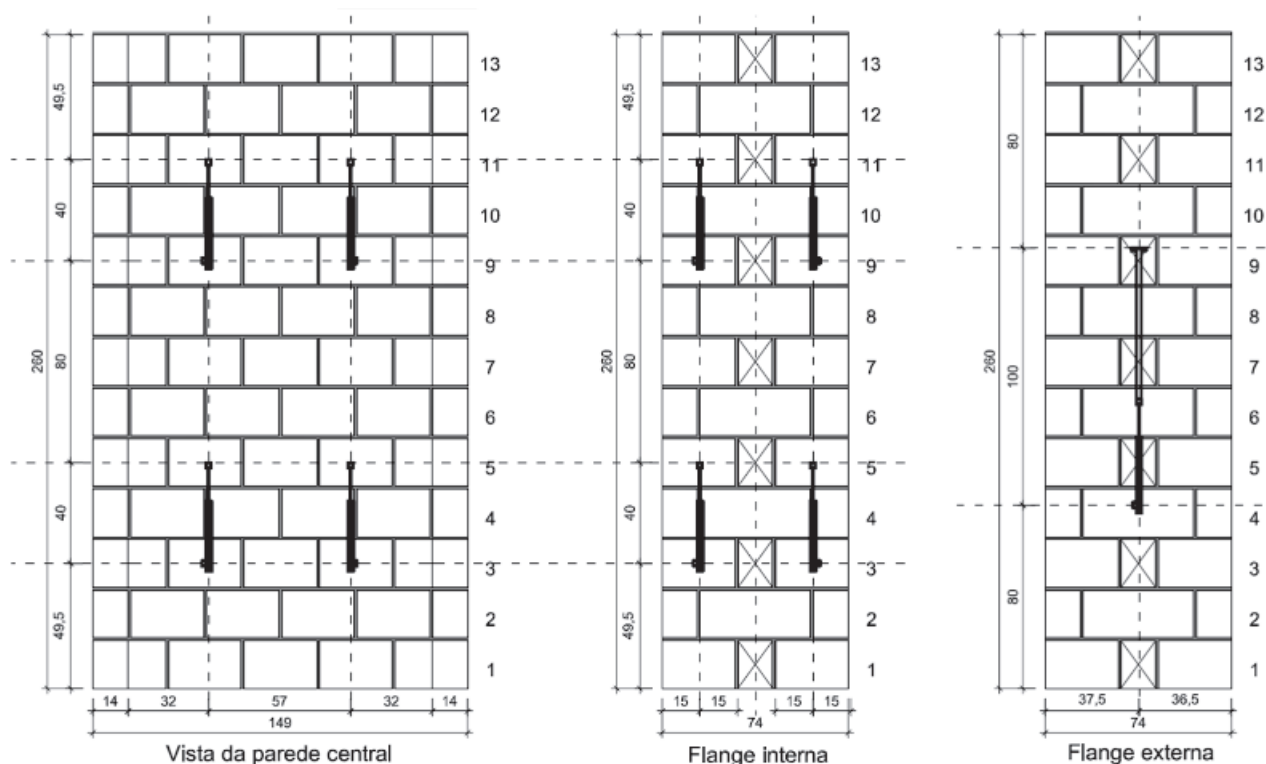
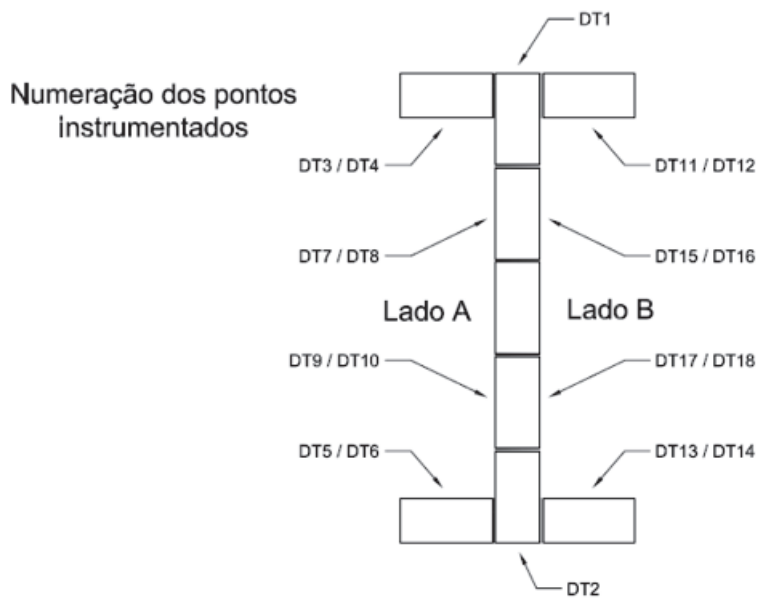


Figura 5 – Numeração utilizada nos transdutores de deslocamentos | parte superior (números ímpares) e parte inferior (números pares)



Parte superior: DT3 / DT5 / DT7 / DT9 / DT11 / DT 13 / DT 15 / DT 17
 Parte Inferior: DT4 / DT6 / DT8 / DT10 / DT12 / DT 14 / DT16 / DT 18

Figura 6 – Parede com flanges instrumentada e detalhe do pórtico de reação



equivale à medida de duas fiadas. A numeração dos transdutores de deslocamento utilizados na estrutura está mostrada na Figura [5]. O sistema de aquisição de dados utilizado foi o *Spider* com frequência de leitura igual a 2 Hz.

Dividiu-se o carregamento em quatro etapas e o incremento de carga adotado foi de 150 kN, correspondente a cerca de 10% da carga de ruptura provável. Na primeira etapa foram aplicados três incrementos de carga, descarregando-se a seguir até zero; na segunda etapa foram aplicados três incrementos de carga, descarregando até 150 kN; na terceira etapa, foram aplicados sucessivos incrementos de carga até o aparecimento de microfissuras; na última etapa, após o aparecimento de pequenas fissuras, retiraram-se os equipamentos e o incremento de carga passou a ser de 50 kN, até a ruptura da parede com flanges.

A cada incremento, o nível de carregamento permaneceu sobre a parede com flanges por um tempo não inferior a 5 minutos. As cargas e os encurtamentos foram registrados ao final desse período. Na Figura [6] é mostrada a parede com flanges instrumentada no momento do ensaio e o detalhe da estrutura de reação utilizada nos ensaios.

Para minimizar a excentricidade da carga foram utilizadas duas rótulas, a primeira localizada no macaco hidráulico e a segunda

acima da placa de aço que se apoiava na parede central. Para melhorar o apoio entre o gabarito metálico e a laje de reação e evitar que a carga se concentrasse em pontos localizados, utilizou-se uma argamassa de alta resistência inicial aplicada abaixo do gabarito em cada ensaio, conforme esquema da Figura [7]. O procedimento de ensaio foi o mesmo para ambas as séries.

4. Propriedades dos materiais

Paralelamente ao ensaio nas paredes com flanges foi também efetuado um conjunto de ensaios de caracterização dos componentes da alvenaria, bloco de concreto e argamassa, e prismas de dois blocos.

4.1 Blocos de concreto

A caracterização dos blocos, feita em termos de resistência média e resistência característica, seguiu os procedimentos da ABNT NBR 12118:2014 [13] em seis corpos de prova. O módulo de deformação longitudinal e o coeficiente de Poisson foram obtidos por meio de quatro extensômetros elétricos ligados a um sistema de aquisição de dados AqDados da *Lynx*. Para tal, os blocos foram

Figura 7 - Parede com flanges instrumentada e detalhe do pórtico de reação

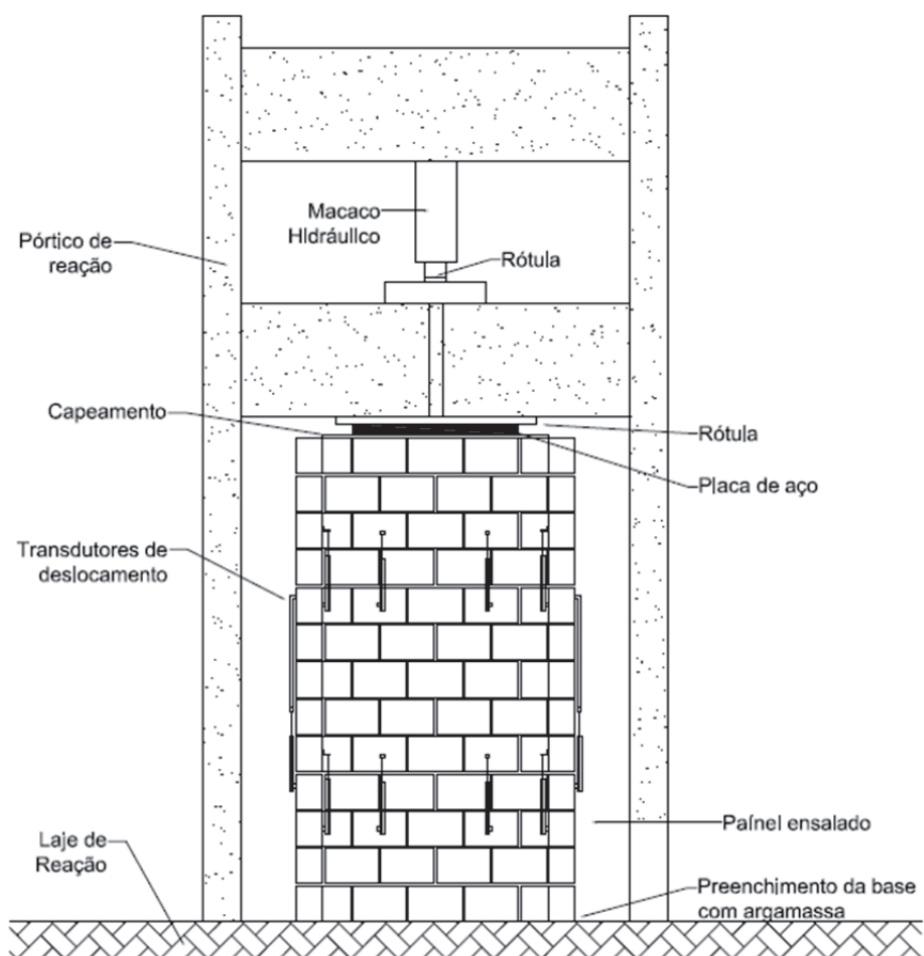


Figura 8 - Bloco instrumentado e detalhe da posição dos extensômetros

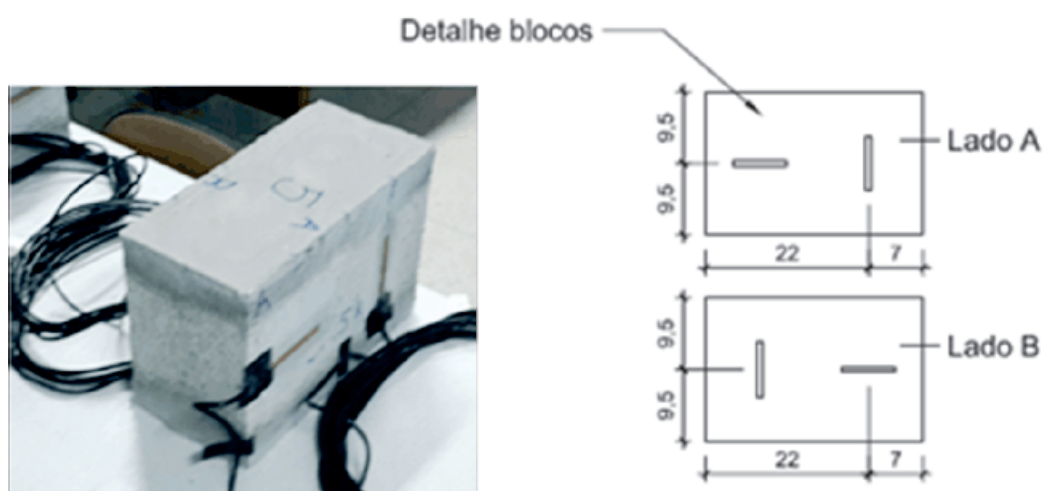
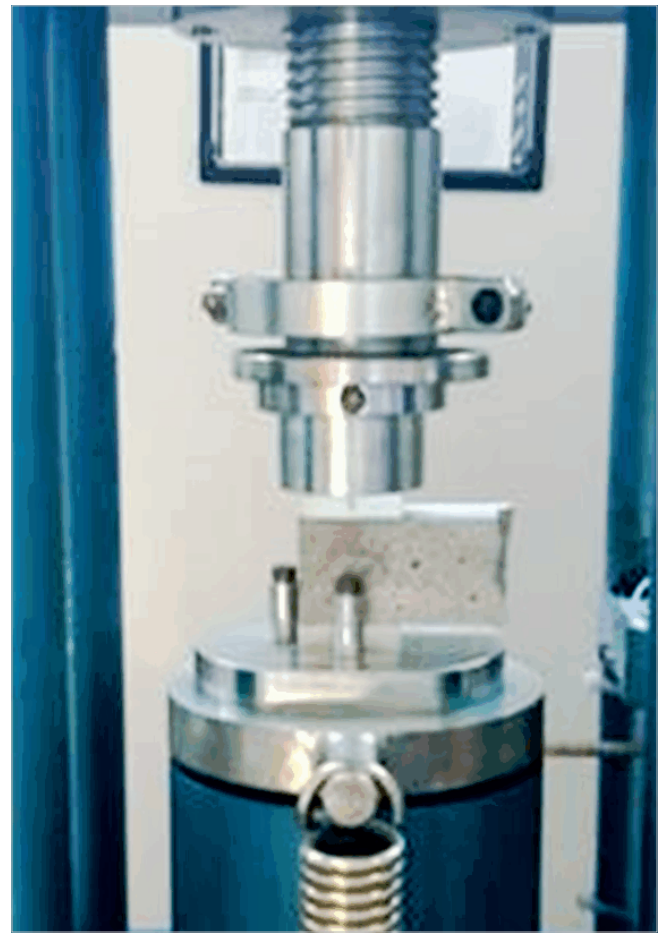


Figura 9 – Ensaio em corpos de prova prismáticos de argamassa, à flexão simples e à compressão



submetidos a uma carga de 30% da carga de ruptura e descarregados, para acomodações. Em seguida o carregamento foi aplicado a uma taxa de 0,005 mm/s até 50% da provável carga de ruptura, em seguida carregados até a ruptura.

A partir do trecho linear (carga x deformação) obteve-se o módulo de deformação longitudinal e coeficiente de Poisson, admitindo-se como trecho linear valores do gráfico de 0,5 MPa a 30% da tensão de ruptura média dos blocos. A escolha do procedimento de ensaio foi com base em trabalhos encontrados na literatura, devido à falta de normas específicas. Na Figura [8], são ilustradas a instrumentação do bloco e a posição dos extensômetros no bloco.

4.2 Argamassa de assentamento

A argamassa empregada neste trabalho para executar os prismas e as paredes utilizou os seguintes materiais como aglomerantes: cimento Portland do tipo CP II-E-32, cal hidratada especial aditivada tipo CH I e agregado miúdo natural quartzoso, zona utilizável superior.

Para a dosagem utilizou-se o método proposto por Santos (2014) [14] com vistas a obter para a argamassa uma resistência à compressão em torno de 70% da resistência característica do bloco (16,9 MPa), referida à área líquida. O ensaio seguiu as recomendações da ABNT NBR 13279:2005 [15] e da ABNT NBR 15961-2:2011 [7] e foram realizados na data de ensaio das paredes. Na Figura [9] é ilustrado o ensaio de resistência à tração na flexão e resistência à compressão.

Seis corpos de prova cilíndricos (5x10) cm de argamassa tam-

bém foram confeccionados para obter o módulo de deformação longitudinal estático e dinâmico. Foram utilizadas a ABNT NBR 8522:1984 [16] e a ABNT NBR 15630:2009 [17], respectivamente, para obtenção do módulo.

4.3 Prisma de dois blocos

Os ensaios para a determinação da resistência à compressão dos prismas seguiram os procedimentos da ABNT NBR 15961-2:2011 [7]. Para medir o módulo de deformação longitudinal foi utilizado sistema de aquisição de dados (AqDados da Lynx), com frequência de leitura de dados de 2 Hz. Nesse sistema eram coletados dados da célula de carga, de quatro extensômetros elétricos e de dois transdutores de deslocamento conforme Figura [10].

Os prismas foram submetidos ao ensaio com aplicação de carga manual em um pórtico. Na Figura [11] é ilustrado o esquema montado para realização do experimento. O módulo de deformação dos prismas e o coeficiente de Poisson dos blocos foram calculados no intervalo correspondente à curva secante de 5% e 30% da tensão de ruptura de cada corpo de prova, conforme critério da norma.

5. Resultados e discussão

Neste item serão apresentados os resultados encontrados bem como uma interpretação e comparação com resultados encontrados por outros pesquisadores.

5.1 Propriedade dos materiais

O valor médio encontrado nos ensaios para a resistência à compressão obtida para os blocos de concreto foi de 20,3 MPa e resistência característica de 16,9 MPa, mostrados com detalhes na Tabela [1]. O valor médio encontrado nos ensaios para o módulo de deformação longitudinal dos blocos foi de 20350 MPa, valor este que se assemelha ao valor calculado pela fórmula proposta pelo ACI – Building Code 318 [11]

(26429 MPa), com uma diferença de resultados de 23,00%.

A mesma argamassa foi utilizada para preparar os prismas e as paredes. Os módulos de deformação longitudinal obtidos foram de 9293 MPa e 7938 MPa, estático e dinâmico, respectivamente. Os resultados apresentaram divergência de valores entre si, de 14%, mas não apresentaram diferenças nos ensaios individuais, visto que o coeficiente de variação foi inferior a 5%. Sua resistência à compressão média foi de 11,31 MPa e resistência à tração na flexão de 2,70 MPa.

Figura 10 – Prisma pronto para ser ensaiado e esquema da instrumentação

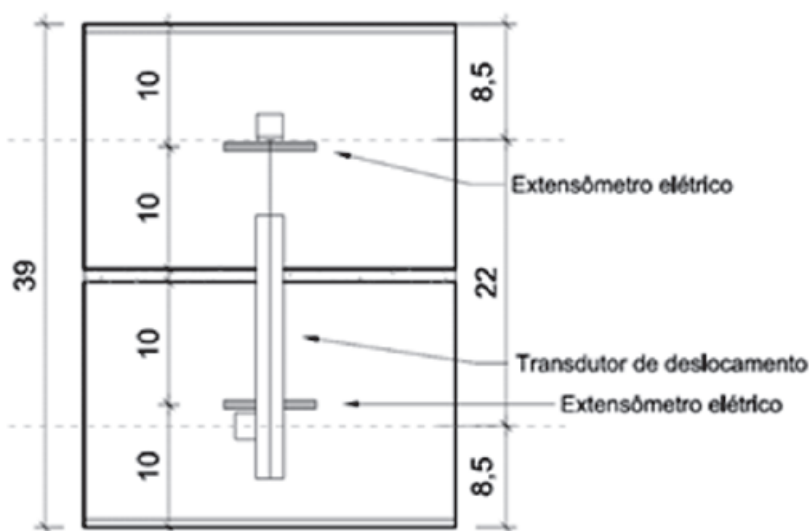
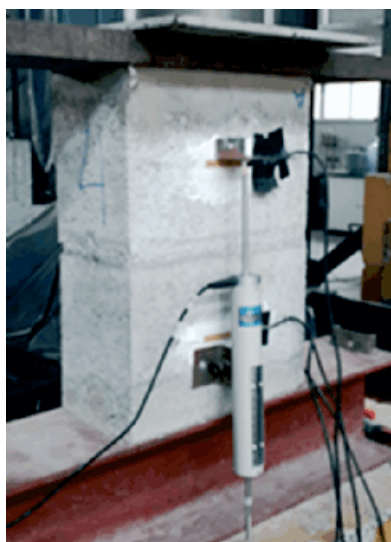


Figura 11 – Ensaio em prismas



Tabela 1 - Propriedades física e mecânicas dos materiais obtidas com os ensaios

Ensaio	Resultado	D.P. (MPa)	C.V. (%)
Bloco (14x29x19)	Largura (mm)	138,8	0,05
	Comprimento (mm)	289,3	0,59
	Altura (mm)	190,1	0,25
	A_{liq}/A_{bruta}	0,574	-
	w_b (kg/m ³)	2187,91	-
	f_b (MPa)	20,30	2,03
	f_{bk} (MPa)	16,90	2,03
	E_b (MPa)	20350	2254,73
	ν	0,22	0,08
Argamassa	F_{mc} (MPa)	11,31	0,33
	F_{mf} (MPa)	2,70	0,13
	E_m estático (MPa)	9293	412,00
Prismas	f_p (MPa)	13,7	2,47
	f_{pk} (MPa)	11,7	2,47
	f_p / f_b (%)	57,50	-
	f_{pk} / f_{bk} (%)	69,06	-
	E_p	10008	434,83
	ν	0,17	0,02

Os ensaios em prismas tiveram como objetivo analisar as características de resistência de elementos de alvenaria estrutural, com ênfase nas cargas e modos de ruptura, analisar a deformabilidade axial de prismas de dois blocos além de permitir comparações com os valores obtidos para as paredes.

A ruína ocorreu, em geral, por fissuração vertical, iniciada e intensificada nos septos transversais e nas paredes longitudinais. As primeiras fissuras surgiram entre 70 e 80% da carga máxima.

O valor médio encontrado para o módulo de deformação longitudinal dos prismas foi de 10008 MPa, ou seja, houve uma redução de 49,50%, no módulo de deformação quando comparado com o valor obtido para os blocos. O coeficiente de Poisson para os prismas apresentou valor médio de 0,17, valor inferior em 22% àqueles encontrados para os blocos. Isso se deve ao fato de que

os valores de deformações longitudinais obtidos são do conjunto bloco/ argamassa, sendo superiores àqueles que seriam obtidos apenas pela deformação nos blocos.

Observando os valores médios encontrados para os módulo de deformação dos blocos e da argamassa, 20350 MPa e 9293 MPa, respectivamente, resulta em uma relação $E_{mor}/E_b = 0,46$. Segundo Chemma e Klinger (1986) [18], para uma relação $E_{arg}/E_b \geq 0,6$, a ruptura ocorre, preferencialmente, por esmagamento da junta de argamassa, enquanto para $E_{arg}/E_b \leq 0,6$ a ruptura acontece por tração no bloco. De fato, durante os ensaios foram observadas fissuras verticais nas paredes transversais e longitudinais dos blocos dos prismas.

Na Tabela [1] é apresentado um resumo dos resultados descritos neste item.

Tabela 2 - Cargas de primeira fissura e cargas máximas

Tipo	Ensaio	Carga de primeira fissura (kN)	Carga máxima (kN)
Com apoio central	1	642,48	879,46
	2	728,25	1294,60
	3	703,00	952,73
	Média (kN)	697,24	1042,26
	D.P. (kN)	44,08	221,58
	C.V. (%)	6,38	21,26
	Sem apoio central	4	545,82
5		478,16	593,77
6		621,10	673,24
Média		581,69	657,20
	D.P. (kN)	90,51	57,13
	C.V. (%)	15,56	8,69

Tabela 3 – Tensões de ruptura

Tipo	Tensão parede isolada (MPa)			Tensão grupo isolado (MPa)		
	Média (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)	Média (MPa)	D.P. (MPa)	C.V. (%)
Com apoio central	6,15	1,31	21,26	2,75	0,58	21,26
Sem apoio central	3,17	0,27	8,72	-	-	-

Tabela 4 – Módulo de deformação (parede com apoio central)

Parede com flange	Carga (kN)		Tensão na alma (MPa)	Def. 1	Def. 2	Mód. defor. 1	Mód. defor. 2
1	30%	26,38	1,20	0,0004351	0,0011511	7740	3306
	40%	35,17	2,04	0,0003273	0,0008988	7740	3306
2	30%	38,84	1,25	0,0006610	0,0013659	7756	3016
	40%	51,78	2,95	0,0004406	0,0007993	7756	3016
3	30%	28,58	0,81	0,0004683	0,0009824	3870	5729
	40%	38,11	1,58	0,0002691	0,0008478	3870	5729
Média (MPa)						5236	
D.P. (MPa)						384,6	
C.V. (%)						7,35	

1 - Lado direito da alma; 2 - Lado esquerdo da alma.

Tabela 5 – Módulo de deformação (parede sem apoio central)

Parede com flange	Carga (kN)		Taxa de transferência	Tensão no flange (MPa)	Def.	Mód. defor.
1	30%	10,57	100%	1,34	0,0003411	5897
	40%	14,09	100%	1,01	0,0002842	
2	30%	89,07	100%	1,13	0,0000801	3529
	40%	11,88	100%	0,85	0,0000000	
3	30%	10,10	100%	1,28	0,0000272	7209
	40%	13,47	100%	0,96	0,0000227	
Média (MPa)						5545
D.P. (MPa)						1868,1
C.V. (%)						33,64

5.2 Paredes com flanges de alvenaria

Para melhor entendimento, os resultados serão divididos em cinco itens, sendo eles: resistência à compressão, deformações, modos de ruptura, estimativa da taxa de transferência e análise comparativa entre paredes com e sem apoio central.

5.2.1 Resistência à compressão

As forças correspondentes ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis em cada ensaio e à ruptura são apresentadas na

Tabela [2] e, na Tabela [3], são apresentadas as tensões de ruptura considerando a parede como isolada e como grupo isolado de paredes. As resistências à compressão dos corpos de prova prismáticos de argamassas, que foram retirados durante a fabricação das paredes com flanges, tiveram resultados conforme o esperado (12,0 MPa), um pouco acima, devido ao maior tempo de cura da argamassa.

5.2.2 Deformações

Para o cálculo do módulo de deformação da parede com flanges,

Figura 12 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 01



Figura 13 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 02



Figura 14 - Ruptura - Parede com flanges com apoio central 03



Figura 15 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 04



Figura 16 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 05



Figura 17 - Ruptura - Parede com flanges sem apoio central 06



Tabela 6 – Relação entre as deformações médias nos flanges e na alma e a taxa de transferência para os flanges

Ensaio	Deformação média no flange / deformação média na alma (r)		Força transferida para o flange (kN)		Força máx. no flange (kN)	Taxa de transferência para o flange (%)	
	Trecho superior	Trecho inferior	Trecho superior	Trecho inferior		Trecho superior	Trecho inferior
Painel 1	0,26	0,57	107,2	182,1	240,4	44,60	75,76
Painel 2	0,19	0,64	123,4	286,4	353,3	34,93	81,06
Painel 3	0,18	0,56	86,9	195,2	260,0	33,42	75,07
Média	0,21	0,59	105,8	221,2	284,5	37,65	77,30

utilizaram-se apenas as deformações medidas no trecho inferior das paredes. Na região superior, onde ocorre a transferência do carregamento da parede central para os flanges, a determinação da tensão atuante na alma/ flange é complexa e incerta. O trecho de carga utilizado para o cálculo das tensões foi entre 30% e 40% da carga de ruptura, por se observar nesse intervalo trechos lineares, além de apresentar valores de cargas inferiores à carga de primeira fissura.

Para a determinação da carga e tensão nas paredes com flanges com apoio central, calculou-se a razão entre as deformações dos transdutores de deslocamento dispostos na alma e nos flanges, todos posicionados na mesma cota, obtendo-se assim a taxa de transferência estimada de carga para a alma e os flanges.

Para as paredes com flange sem apoio central, o módulo de deformação foi calculado utilizando as deformações da parte inferior do flange e a tensão foi obtida considerando metade da carga para cada flange, sendo 100% a transferência da carga da alma para os flanges, dada à condição de não apoio da parede central.

Observa-se que, no trecho inferior, as leituras dos transdutores de deslocamento da parede com flange, na alma e nos flanges, eram mais próximas, apontando a ocorrência de interação. As deformações dos flanges no trecho inferior foram superiores às medidas na parte superior, enquanto na alma houve uma diminuição das deformações no trecho inferior quando comparada com aquelas observadas no trecho superior. Os resultados são apresentados na Tabela [4] e Tabela [5].

5.2.3 Modos de ruptura

Os modos de ruptura podem ser observados nas Figuras [12] a Figura [17]. Nas paredes com flanges com apoio central, os modos de ruptura apresentados nas duas primeiras paredes com flange foram semelhantes, típicas de ruptura por compressão e cisalhamento combinados, ocorrendo ruptura por tração horizontal ao longo da alma e cisalhamento no trecho inferior da interface alma/flange. As fissuras iniciaram abaixo do ponto de aplicação de carga de forma vertical (passando pelas juntas horizontais e blocos) e/ ou escalonada (apenas pelas juntas verticais e horizontais de argamassa).

Na terceira parede com flanges, a ruptura ocorreu por compressão na região superior da parede central nos blocos abaixo da primeira fiada. Com o aumento do carregamento, as fissuras se propagaram para baixo.

Para as paredes com flanges sem apoio central, os três ensaios apresentaram comportamentos semelhante, nos quais a ruptura ocorreu de modo abrupto com abertura de grandes fissuras de uma só vez, típico de ruptura por cisalhamento. Em todos os casos a ruptura ocorreu de apenas um lado com uma fissura vertical

ao longo da alma. O efeito de flexão nos flanges pode ser verificado pelas trincas horizontais que ocorreram nas juntas das fiadas intermediárias.

De um modo geral, a partir do ponto de aplicação de carga, as trincas caminhavam na vertical, com uma leve inclinação, e nas fiadas inferiores elas inclinavam-se em direção ao flange, indicando claramente cisalhamento na interface alma/ flange.

5.2.4 Taxa de transferência

Entende-se como taxa de transferência do carregamento para os flanges a relação entre a parcela do carregamento aplicado na alma que é absorvida pelos flanges e a força máxima capaz de ser transferida para os flanges para o caso de uma interação completa. Para as paredes "H" totalmente apoiadas, observou-se que a taxa de transferência depende tanto do nível de carga aplicado na parede central quanto da posição avaliada na parede (altura). Para os painéis com apoio central, a determinação da taxa de interação foi feita com base na relação de deformações e nas equações da mecânica e da resistência dos materiais. Desprezando-se o efeito de flexão, pode-se dizer que:

$$\therefore F_{flange} = \frac{1}{\left(\frac{k}{r} + 2\right)} \times F_t \quad (5.1)$$

onde:

$$k = \left(\frac{A_{alma} \times E_{alma}}{A_{flange} \times E_{flange}} \right), E_{alma} = E_{flange} = E_{alvenaria}; r = \frac{\epsilon_{flange}}{\epsilon_{alma}}$$

e F_t é a força total aplicada no topo.

Por outro lado, para o caso de uniformização total, tem-se:

$$\sigma_{parede}^t = \frac{F_t}{(A_{alma} + 2 \times A_{flange})} \quad (5.2)$$

para as paredes com apoio central

$$F_{aba}^{uni} = \sigma_{parede-1}^t \times A_{flange} \quad (5.3)$$

para as paredes sem apoio central

em que:

σ_{parede}^t é a tensão uniforme na alma e nos flanges;

F_{aba}^{uni} é a força resultante na aba correspondente à tensão uniforme.

Na Tabela [6] apresentam-se as relações entre as deformações

médias nos flanges e na alma obtidas experimentalmente, para as paredes com flange com e sem apoio central, respectivamente, e a taxa de interação para o flange dos painéis com apoio central.

Nas Figuras [18] e Figura [19] é mostrada a relação entre a defor-

Figura 18 - Relação média de deformação (flange/alma) - Paredes com flanges com apoio central

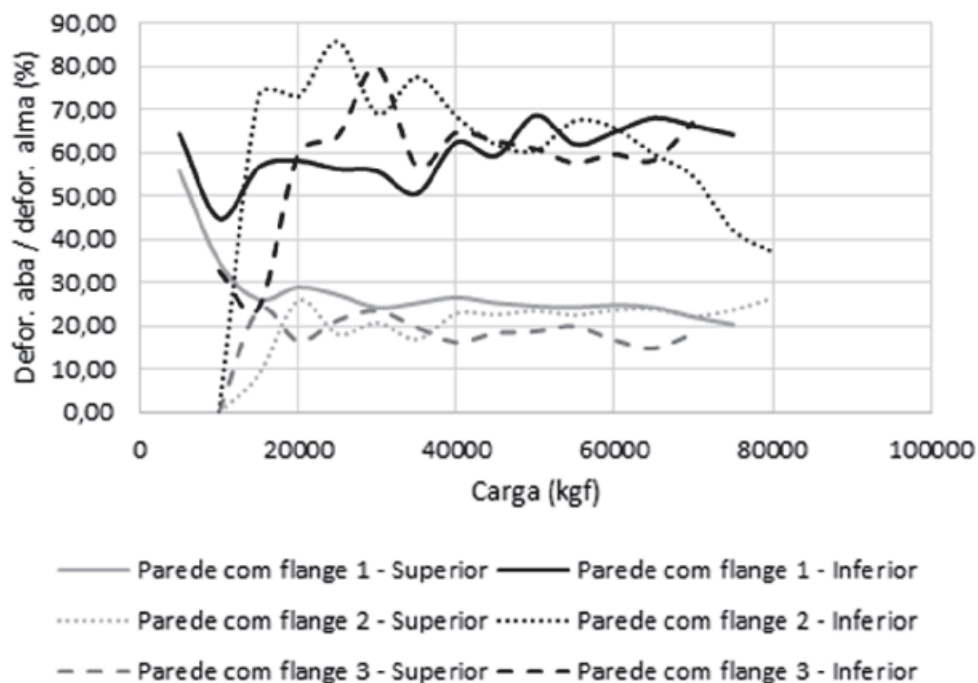


Figura 19 - Relação média de deformação (flange/alma) - Paredes com flanges sem apoio central

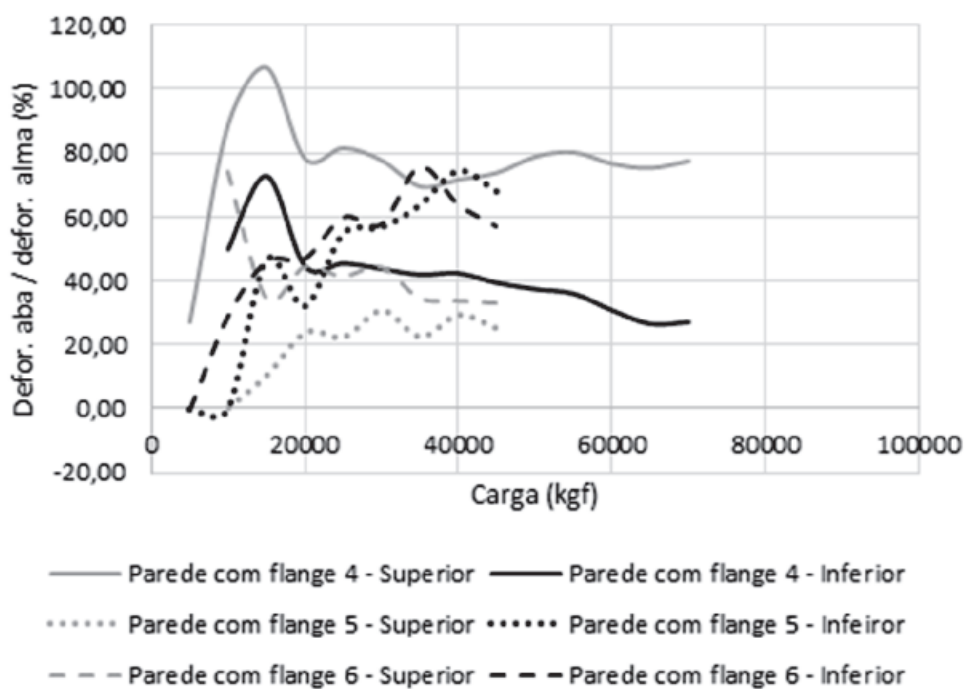


Tabela 7 – Módulo de deformação da alvenaria

Tipo	Programa experimental	ABNT NBR 15961-1:2011	MPa		
			Gomes (1993)	Dhannasekar (1985) – parede isolada	Dhannasekar (1985) – grupo de paredes isoladas
Com apoio central	728,25	8960	8995	5329	2732
Sem apoio central	703,00	8960	8995	3558	1859

mação média do flange e a deformação média da alma, em função do nível de carga aplicado nos ensaios para as duas séries.

5.2.5 Análise comparativa entre paredes com flanges com e sem apoio central

Pode-se dizer que para a parede em formato “H” sem apoio central (carga média de ruptura de 657 kN) houve um decréscimo de aproximadamente 36,9 % no valor médio da carga de ruptura quando comparada com a série de paredes com flanges com apoio central (carga média de ruptura 1042 kN) devido à redução de aproximadamente 45% de área de apoio.

Com base nos procedimentos teóricos para distribuição das ações verticais denominados paredes isoladas e grupos isolados de paredes, pode-se concluir que as tensões que solicitam a alma e os flanges variam respectivamente entre 6,15 MPa e 2,75 MPa, para paredes com apoio central. A tensão considerando a parede como isolada é 3,17 MPa, para paredes sem apoio central.

A partir dos resultados obtidos para resistência à compressão dos blocos e para a eficiência prisma/bloco, foi possível estimar a carga de ruptura das paredes com flanges com apoio central em 1302,60 kN, utilizando o método de paredes isoladas. No entanto considerando ou não o efeito de enrijecimento, bem como o fator de esbeltez (R), o valor estimado para a carga de ruptura passa a ser 1276,55 kN e 1172,34 kN, respectivamente. A diferença entre os valores esperados e a média obtida nos ensaios está relacionada ao fato de que as paredes com flanges de alvenaria podem se romper devido a concentrações de tensões em pontos localizados.

Os módulos de deformação das paredes com flange apresentaram valores médios de 5236 MPa, (alma – parede com apoio central) e 5545 MPa (flange – parede sem apoio central) e, apesar de terem sido calculados de forma diferente, apresentaram valores próximos.

O módulo de deformação para a alvenaria segundo a ABNT NBR 15961-1:2011 [3] pode ser estimado como sendo $800 \times f_{pk}$. Para o valor f_{pk} igual a 11,7 MPa, o módulo de deformação esperado seria 9360 MPa, valor superior ao encontrado nesse trabalho.

Outros autores sugerem equações para o cálculo do módulo de deformação. A Equação (2.4) proposta por Gomes (1993, apud CARVALHO, 2007) [12] permite o cálculo do módulo de deformação da alvenaria em função do módulo de deformação da argamassa e do bloco. Utilizando a Equação (2.4), para os dados obtidos neste programa experimental (E_a igual a 8616 MPa e E_b igual a 20350 MPa), obtém-se o valor de 8995 MPa para o módulo de deformação da alvenaria.

A Equação (2.5) proposta por Dhanasekar (1985, apud MOHAMAD,

2007) [9] sugere uma relação não linear para estabelecer o módulo de deformação da alvenaria em função da resistência à compressão. Para os modelos teóricos de cálculo das tensões (paredes isoladas e grupo isolado de paredes), foram obtidos dois valores para o módulo de deformação. Na Tabela [7] são apresentados os resultados dos módulos de deformação encontrados neste trabalho e os valores obtidos por equações disponíveis na literatura.

Percebe-se que o modelo que mais se aproximou dos resultados deste trabalho foi o de Dhammasekar (1985, apud MOHAMAD, 2007) [9].

Na forma de ruptura ficou evidente a formação de bielas nas paredes centrais devido à formação de trincas e fissuras com inclinação entre 60° e 45° da parede central para os flanges. Nas paredes com apoio central, o fluxo de carga para os flanges foi mais intenso nas fiadas inferiores. Nas paredes sem apoio central, esse fluxo apresentou comportamento inverso, sendo mais intenso nas fiadas superiores.

Diferentemente do modo de ruptura da primeira série (com apoio), na segunda série (sem apoio) a ruptura ocorreu sem aviso prévio e de modo frágil, conforme esperado em rupturas por cisalhamento. Neste caso, as fissuras iniciavam para um estágio de carga próximo às cargas máximas obtidas, estendendo-se ao longo do comprimento da parede com flanges.

Para os níveis de carga analisados, no que se refere à relação entre deformações flanges/alma, no trecho inferior, o comportamento das paredes (com e sem apoio) foi semelhante, como visto na Tabela [6].

No que se refere à taxa de transferência de carga da alma para os flanges para a parte inferior da parede com flanges com apoio central, esta foi de aproximadamente 77,30%. Para os painéis sem apoio central, a taxa de transferência foi de 100,00%.

6. Conclusões

- As paredes com flanges avaliadas neste trabalho, com e sem apoio central, apresentavam amarração direta e não havia a presença de cinta de respaldo. A força de ruptura média para as paredes com flanges totalmente apoiados foi de 1042 kN e, para as paredes com flanges sem apoio central, de 657 kN, tendo um coeficiente de variação de 21,26% para a parede com apoio central. Observa-se uma redução da carga de ruptura próxima dos 37% para uma redução de área de apoio de aproximadamente 45%.
- De acordo com as deformações encontradas, observa-se que as deformações no trecho inferior da parede central, reduziram em relação ao trecho superior, e tal fato pode ser explicado pela transferência das cargas da parede central

para os flanges, reduzindo a tensão atuante, através dos blocos contrafiados.

- Os valores de módulo de deformação encontrados foram relativamente baixos quando comparados com o valor proposto pela norma brasileira. Entretanto, na literatura há diversas propostas de expressões para sua obtenção, que apresentam resultados numéricos bastante divergentes. As deformações utilizadas nesse trabalho foram aquelas obtidas no trecho inferior por serem mais representativas da realidade.
- Os resultados dos experimentos mostraram uma diferença de comportamento entre as paredes com flanges com e sem apoio da parede central, em particular, quanto ao modo de ruptura. Enquanto nas paredes com flanges com apoio central ocorreu ruptura por compressão combinada com cisalhamento, nas paredes com flanges sem apoio central a ruptura ocorreu por cisalhamento puro.
- Os modos de ruptura foram semelhantes nos três ensaios em que a parede central estava apoiada e deixa claro que a ruptura ocorre principalmente na parede central, abaixo do ponto de aplicação da carga, com trincas na diagonal e escalonada. A ruptura ocorreu ao longo de toda a parede central passando pelos blocos e juntas de argamassa.
- Observando a forma de ruptura e as trincas dos painéis sem apoio central, observa-se que a carga aplicada foi transmitida para os flanges por meio das fiadas superiores, em geral, nas primeiras seis a oito fiadas de um total de treze. Apesar de todos os cuidados tomados na montagem dos ensaios, houve excentricidade de carga durante os ensaios, sendo constatado que um dos lados se deformou mais que o outro.
- A taxa de transferência de carga da alma para os flanges foi estimada nesta pesquisa com base na relação entre deformações para a parte superior e inferior dos painéis. O valor médio para a taxa de interação foi de aproximadamente 37,65% e 77,30%, no trecho superior e inferior, respectivamente, mostrando que a interação ocorre ao longo da altura da parede. Para os painéis sem apoio central a taxa de transferência foi de 100,00%, visto que toda a carga era transmitida para os flanges.
- Para as paredes com flanges estudadas neste trabalho, a partir das deformações medidas na base das paredes para valores de carga até 40-50% da carga de ruptura, conclui-se que houve uma taxa de transferência de forças verticais da parede central para os flanges entorno de 70%, mostrando que ocorreu interação entre paredes, indicando assim que a distribuição de forças verticais pode ser considerada em projeto de edifícios para cargas de serviço, como no método de grupo isolado de paredes. No entanto, com relação ao comportamento último, observou-se que a ruptura das paredes com a parte central apoiada teve início no topo da parede, aonde ainda não ocorre transferência de forças verticais entre paredes adjacentes, o que também foi observado por outros autores em alguns trabalhos, ou seja, neste caso o método de paredes isoladas seria mais adequado. Poucos espécimes e uma única geometria de paredes H foram investigadas neste trabalho, assim sendo, mais estudos seriam necessários para se chegar a conclusões definitivas e se recomendar a utilização de métodos teóricos para o projeto de edifícios de alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fapemig, à Capes, ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa e ao Departamento de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, pelo apoio para a realização deste trabalho, além da empresa Blojaf pelo fornecimento dos blocos de concreto.

8. Referências bibliográficas

- [1] BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR MASONRY STRUCTURES, ACI 530-02/ ASCE 5-02/ TMS 402-02. Reported by the Masonry Standards Joint Committee, 2002.
- [2] EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6, EN 1996-1-1: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures buildings. Belgium, 2005.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [4] CAPUZZO NETO, VALENTIM. Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais. 2000. 144f. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2000.
- [5] ANDOLFATO, R. P. Estudo teórico e experimental da interação de paredes em edifícios de alvenaria estrutural. 2006. 232f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.
- [6] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. 2014. 272f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2014.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto, Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro: ABNT, 2011. 42p.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1985. 7p.
- [9] MOHAMAD, G. Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. 2007. 290f. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. CEB-FIP mode code 1990. Bulletin d'Information, 1990.
- [11] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Detroit, 2011.
- [12] CARVALHO, J. D. N. A contribuição de enrijecedores laterais para a ação do efeito arco na alvenaria estrutural. 2007. 284f. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para Alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 14p.
- [14] SANTOS, W. J. Desenvolvimento de metodologia de dosagem de argamassa de revestimento e assentamento. 2014. 155f. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa. 2014.

- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2005. 9p.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2008, 16P.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação do módulo de elasticidade através da propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 4p.
- [18] CHEMMA, T.S.S. e KLINGNER, R.E. Compressive strength of concrete masonry prisms. In: American Concrete Institute Journal. 1986.

Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors

Avaliação da variabilidade da segurança de vigas em concreto armado submetidas ao momento fletor considerando os coeficientes parciais de segurança da NBR 6118:2014



C. G. NOGUEIRA^a
cgnogueira@feb.unesp.br

M. D. T. PINTO^a
matheus.debianchi@gmail.com

Abstract

This paper presents a study about safety of reinforced concrete beams subjected to bending moment and designed with the partial safety factors proposed by ABNT NBR 6118:2014. The main goal was to assess the uniformity in the safety of the beams considering different values for the neutral axis position and the load ratio, by using the Reliability Theory. A simplified procedure to calibrate the partial safety factors was proposed taking into account the nature of each random variable and a target reliability index. From the analysis of the results, an alternative method for the design of reinforced concrete beams was also proposed, in which safety is guaranteed by the using of a probability of failure instead a set of partial safety factors. The results showed the lack of uniformity in the safety of the beams design with de constant set of partial safety factors. The procedures of design and calibration of the new safety factors were capable of to give uniformity to the safety of the beams and to achieve the proper structural configuration with the required safety level.

Keywords: reinforced concrete structures, partial safety factors, reliability, calibration.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo sobre a segurança de vigas em concreto armado solicitadas por momento fletor dimensionadas com os coeficientes parciais de segurança da ABNT NBR 6118:2014. O principal objetivo foi avaliar a uniformidade na segurança das vigas para diferentes posições da linha neutra e razão de carregamentos, com o uso da Teoria da Confiabilidade. Um procedimento simplificado para a calibração dos coeficientes parciais de segurança foi proposto, levando-se em conta a natureza de cada variável aleatória e um valor alvo para o índice de confiabilidade. A partir desses resultados, um método alternativo para o dimensionamento à flexão das vigas foi também proposto, no qual a segurança é verificada através de uma probabilidade de falha e não mais por coeficientes parciais. Os resultados mostraram a falta de uniformidade na segurança das vigas quando dimensionados com o conjunto fixo de coeficientes parciais. Os processos de calibração e dimensionamento alternativos mostraram-se capazes de uniformizar a segurança e ainda obter a configuração estrutural que apresenta o nível de segurança requerido.

Palavras-chave: estruturas de concreto armado, coeficientes parciais de segurança, confiabilidade, calibração.

^a Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Bauru – SP, Brasil.

1. Introduction

The design of structures can be understood as an iterative process that seeks to establish dimensions and configurations to the constituent elements of the structural system, in which a set of bounds is respected to guarantee the requirements of security, economic, aesthetic, functionality and durability. Within this context, the standard design codes represent a fundamental role in the process, because they are the instruments that define this acceptable limits set that ensure the performance requirements of the structural system. Regarding to the safety of the structure, the current codes are based on the Limit State Design which has to ensure for the different behaviors (limit states) governing the structural system the following condition: $R_d \geq S_d$. In other words, the design value of the resistance (R_d) must always be greater than or equal to the design solicitation (S_d). In each considered limit state, each of these portions depends on various parameters, such as: dimensions of the cross sections, resistance of materials, quantities of steel reinforcement, positions of these reinforcements and internal efforts among others.

In the development of a project, after the design of the structural system, the next step is to quantify the acting loads on the structure and specify the materials used for the construction of structural elements, as well as its mechanical properties. However, there are uncertainties arising from the very nature of each parameter, as well as the procedures for obtaining the materials, use of construction, construction techniques, methods of analysis and variations in loads that, and if not handled properly, can lead to an excessive risk, compromising the safety and/or the use of the buildings in an extreme situation. To consider the presence of uncertainties, the current design codes adopt the so-called safety partial factors. Such factors affect the loads increasing its effects and reducing the resistance of the material. So, after application of the safety factors, resistance and solicitation (reason the index "d" in R and S shown above) for each limit state considered in the project are obtained. In fact, with this procedure, it originates a safety margin regarding to the magnitude of these adopted safety partial factors. In general, the greater these factors are, the greater the safety margin and hence greater the limit state safety level. This approach improves the quantification of structures performance because considers, in a more rational way, the uncertainties inherent to the design parameters and requires the explicit evaluation of security conditions for both situations: on service and to extreme states that indicate possible individual ruptures and/or the system as a whole (Ellingwood and Galambos [1]).

The safety factors, for many years, were determined according to the experience and judgment of professional manufacturers and even improved from accidents and disasters of buildings, showing the construction process of trial and error. It was only from the end of the 18th century that the first structural calculations were recognized, being credited to Coulomb and Navier, while only at the end of the 20th century, advances in concepts and methods of structural analysis, accompanied by the development and diffusion of computers, allowed to better understand the behavior of structures, enabling significant improvements in engineering projects (Ellingwood [2]). However, the uncertainties inherent in loading and material properties remained, so that, thanks to these uncertainties, the risks arise on the structural projects, giving rise to

occurrence of adverse events. The consequences in these cases can bring serious damage in terms of loss of human life and in economic aspects to the society. To avoid these types of events, the current design codes adopt again the safety partial factors to ensure that the behavior of the systems and the risks associated with projects remain within acceptable limits for the whole society. Given this, there are questions such as: a) if even with the use of safety factor there are still risks, how safe are currently designed structures? b) or, which is the "distance" in terms of security between a service status and a possible situation of failure to a certain limit state? In addition, before the advances in materials technology, methods of numerical analysis and also fewer resources available for the construction of buildings, there is a need to improve the behavior prediction of structural systems, as well as to assess more consistently the safety of these structures. Thus, the definition of the safety partial factors based on experience and professional judgment is no longer justified, which introduce the need to calibrate these coefficients more rationally.

During the last decades, design codes based on the limit state method have calibrated the partial safety coefficients from probabilistic approaches. There are several criteria to perform the calibration process of these coefficients, so that resulting in a set of values that cover all structures belonging to a certain class, defined in the scope of the code [3-5]. The Reliability Theory has been used for such task, once the stochastic nature of the risks, accidental loads and material properties make evident the need of probabilistic treatment for coefficients calibration [2 and 6]. The great advantage of this approach is that the limit state method with calibrated safety coefficients based on probabilistic procedures, has transformed the classical integral that defines the problem of structural reliability [7] in a practical and direct way for use in projects, even for professionals who are not familiar with the concepts of the Reliability Theory.

However, the design codes adopt a fixed set of partial safety factors that are applied to all structures present in the implementation scope of the code. This assumption makes that different types of structural elements designed with such coefficients do not have uniform safety levels for the various limit states. This approach tends to generate structural systems with reliability greater than minimum amounts required, oversizing structures. On the other hand, it is possible that the adoption of constants safety factors generates structures with global reliability lower than the recommended minimum values, which is clearly against the security situations [8-9]. In this context, Mohamed et al. [9] highlighted the lack of uniformity in the safety of pillars in reinforced concrete designed with partial factors proposed by Eurocode 2, considering variations in important parameters like slenderness index, concrete resistance, axial load eccentricity and longitudinal steel reinforcement. After confirmation of lack of uniformity, a method was proposed for calibration of the coefficients on the basis of a uniform reliability level. Castillo et al. [10] presented a design methodology of reliability based optimization in which reliability constraints were incorporated into the formulation of the optimization problem. Thus, the safety partial factors applied to the used random variables were calibrated so that the designed structure present uniform reliability and minimum cost. The process was carried out considering the simultaneous occurrence of more than one failure mode in the design of a bridge crane beam. The authors found that in these cases the optimized

design makes active one or more reliability constraints, calibrating the partial factors for these restrictions, but let the other restrictions remain inactive exceeding the amount required for security in those restrictions. It is important to note that the same reliability target can produce several solutions that correspond to different combinations of partial factors, once the calibration process can be accomplished in several ways. A criterion to guide the choice of the best set of coefficients may be adopted as the one that generates the minimum cost structure (Gayton et al. [11]).

Stucchi and Santos [12] made a study on the design philosophy adopted in the Brazilian standards NBR 6118 [13] and North American ACI 318-05 [14], comparing the reliability obtained for beams and slabs designed with both codes. Although the way to consideration of safety factor is different in both codes, the safety level obtained with each of them can be compared for reliability analysis. The authors also concluded that both design codes do not provide uniformity of safety in terms of the reliability index. However, the ACI showed better uniformity than the Brazilian standard, considering various criteria of load combinations for the design of structural elements, while the Brazilian standard uses only one combination for live and dead loads.

Once detected the deficiency of design codes to provide uniform security for structures inserted in their categories, a current alternative is to attempt to propose calibration methods of partial factors, in order to generate more uniform safety level. Beck and Souza Jr. [15] proposed a calibration procedure for the safety partial factors of the Brazilian standards NBR 8800 [16] and American ANSI / AISC [17], from the solution of an optimization problem written in terms of the reliability indices obtained for structural elements compared with required values. Several loading ratios were tested between live and dead loads, as well as between wind and dead loads. The results showed that the new set of partial factors resulted in greater uniformity of the elements designed with both codes. In this context, the main purpose of this paper is to evaluate the uniformity (or lack thereof) of the safety of reinforced concrete beams designed according to the criteria of NBR 6118 [13] considering the proposed safety partial factors and the variation of the

relative position of the neutral axis and the active load ratios. Then, a process of safety partial factors calibration was proposed in order to standardize the safety of beams for the ultimate limit state of loss of load capacity to bending moment and, therefore, an alternative design procedure of beams using reliability was performed and compared with the current procedure.

2. Flexural resistance of reinforced concrete beams

The resistance of reinforced concrete beams of rectangular cross-section to the bending moment comes from the classical equations of equilibrium ($\Sigma N = 0$ and $\Sigma M = 0$) and of the provisions recommended by the NBR 6118 [13]. Figure 1 shows the configuration used to assess the resistance to bending moment in rectangular beams with simple reinforcement for values of $f_{ck} \leq 50$ MPa.

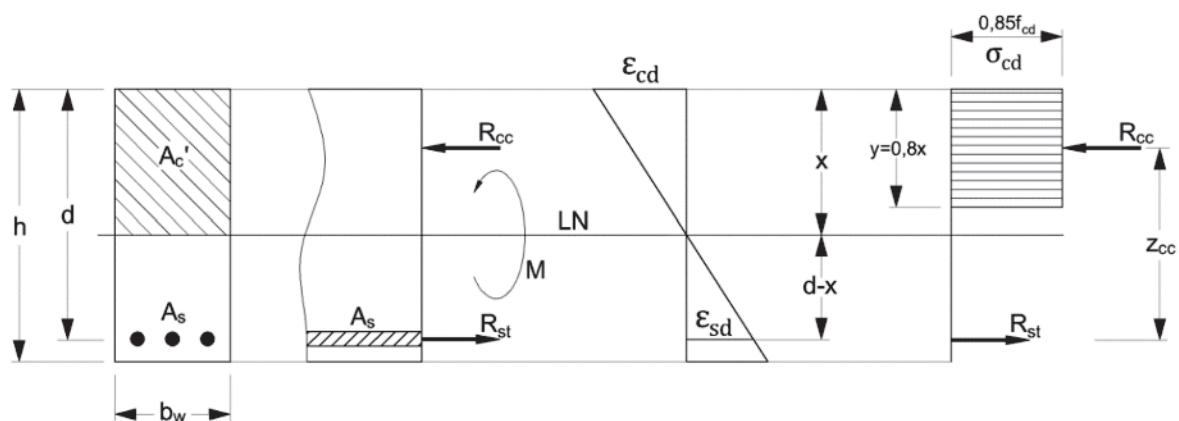
The internal resistant bending moment referent to the compressed concrete (M_{Rcc}) and tensioned reinforcement (M_{Rst}), as well as the bending moment resistance of the cross-section (M_R) are given respectively by:

$$M_{Rcc} = R_{cc} z_{cc} = M_{Rst} = R_{st} z_{cc} \quad (1)$$

$$M_{Rcc} = 0,68 b_w x f_{cd} (d - 0,4x) \quad (2)$$

$$M_{Rst} = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x) \quad (3)$$

Figure 1 - Stress and strain distribution in RC beams with rectangular cross section and tension reinforcement at the imminence of the rupture



$$M_R = M_{Rcc} = M_{Rst} \quad (4)$$

Replacing the position of the neutral axis (x) by the dimensionless relative value ($\beta_x = x/d$) in Equations (2) and (3) we have:

$$M_{Rcc} = 0,68b_w\beta_x d^2 f_{cd} (1 - 0,4\beta_x) \quad (5)$$

$$M_{Rst} = \sigma_{sd} A_s d (1 - 0,4\beta_x) \quad (6)$$

In the ultimate limit state, the moment resistance must be greater than or equal to the solicitation moment (M_d), which determines the reinforcement area necessary for the beam as:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x)} \quad (7)$$

The equilibrium equation in terms of horizontal forces ($\Sigma N = 0 \rightarrow R_{cc} - R_{st} = 0$) is given by:

$$0,68b_w d \beta_x f_{cd} - \sigma_{sd} A_s = 0 \quad (8)$$

Where: b_w is the cross section width; f_{cd} is the design value for concrete compressive strength given by f_{ck} (characteristic value of concrete compressive strength) reduced by the safety partial factor $\gamma_c = 1,4$; σ_{sd} is the normal stress in the tensioned reinforcement, which depends on the neutral axis position. In cases of the deformation domains 2 and 3, which are the more usual situations where the beams are dimensioned to bending moment, the steel is already in yielding. So σ_{sd} can be replaced by f_{yk} (characteristic value of the steel yield stress) divided by the safety partial factor $\gamma_s = 1,15$.

The equation 5, which is the result of the balance of moments in the cross section ($\Sigma M = 0$), can only be applied from the prior knowledge of the cross section height (d) and the relative neutral axis position (β_x). Therefore, the design is finalized by adopting one of these variables and then applying the balance of the horizontal forces (Equation 8) to determine the other unknown variable. Both cases are quite used, the height of the beams can be adopted previously in function of the pre-design or of architectural constraints of the project, as well as the neutral axis position can be set on the basis of normative criteria (ductility) and compatibility of deformations. It is worth to mention that this description was not considered compression reinforcement.

Thus, it can be verified that there are a variety of possible solutions for the cross section of the beams, as they adopt different values for the neutral axis position, even keeping the safety partial factors and the original height.

3. Reliability theory and methods of analysis

In general, the main purpose of the structural reliability analysis is related to the probabilities determination of occurrence of scenarios of interest related to the problem under study. More specifically, according to the several uncertainties inherent in the design parameters of the structural system, as well as the structural analysis processes and even constructive methods, there will always be a probability of violation of one or more limit states which define system behavior. Thus, the failure probability can be defined as a violation of a limit state. In this context, the limit states are represented by mathematical functions described from deterministic and random parameters, setting a boundary between the security and failure regions in the field of the problem possibilities. Mathematically it can be expressed by:

$$G(X, U) = f(x_1, x_2, \dots, x_n, U) \quad (9)$$

Where: X is the set of random variables; U is the set of deterministic parameters. When $G = 0$ one has the definition of the event that causes the limit state.

Thus, each realization of the random set of system parameters that violates the limit state function is considered as a point in the failure domain of the problem. Let R is taken as a resistance random variable and S defined as a solicitation random variable, both being dependent on X and U , one of the ways to write Equation (9) can be given by $G = R - S$. The failure probability (P_f) can then be defined as the probability of $G < 0$ and written by:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_{-\infty-\infty}^{+\infty+s} f_{RS}(r, s) dr ds \quad (10)$$

Where: f_{RS} is the joint probability density function of the variables R and S ; r and s are the assumed values for R and S from each of the realization of the parameters of X and U .

However, the direct evaluation of failure probability by Equation (10) in practical terms is very complicated, since there is no known information about the joint probability density function of the random variables. To resolve this issue, several alternative methods have been developed to determine the failure probability, where we can mention the FORM, SORM, Response Surface Method and Monte Carlo Simulation Method among others.

Santos et al. [22] classify alternative methods to solve the problem as: fully probabilistic, because they consider the combined distribution with all the random variables (Monte Carlo Simulation); fully with probabilistic approaches, where the failure probability is assessed from the association to the reliability index (β) given by $P_f \approx \Phi(-\beta)$, in which $\Phi(\cdot)$ as the inverse cumulative distribution function

Table 1 - The adopted random variables on the problem

Random variable	Mean	C.O.V.	Probability distribution	Reference
f_c (MPa)	25	12%	Lognormal	Mohamed et al. (2001)
f_y (MPa)	550	6%	Lognormal	Mohamed et al. (2001)
M_g (kNcm)	$1,05 \times M_{ng}$	10%	Normal	Ellingwood et al. (2001)
M_q (kNcm)	$1,00 \times M_{ng}$	25%	Gumbel extrem type I	Ellingwood et al. (2001)

in the standard normal space (FORM, SORM). More details about the methods can be found in Nowak and Collins [4].

4. Formulation of the problem before calibration

The initial problem before the calibration proposal of the safety partial factors was formulated from the possibility of obtaining several different solutions to the same beam depending on the neutral axis position in cross section. In addition, in order to verify the influence of the live loads on the safety of the beams, it was considered a set of load ratios (R) as defined by the ratio between the nominal bending moments from the live loads (M_{nq}) and dead loads (M_{ng}). The following values for the relative neutral axis position were: 0,167; 0,200; 0,231; 0,259; 0,280; 0,304; 0,333; 0,412; 0,466; 0,500; 0,538; 0,608 and 0,628. Similarly, the load ratios assumed the following values: 0,1; 0,3; 0,5; 0,7; 0,9; 1,1; 1,3 e 1,5. The concrete and steel resistance values were kept constant in the study with $f_{ck} = 20$ MPa and $f_{yk} = 500$ MPa, respectively.

In the first step, the reinforced concrete beams were design to bending moment considering constant values for the cross-section's width of 14 cm and effective depth of 45 cm (overall thickness of 50 cm). The safety partial factors were kept the same as recommended by NBR 6118 [13], i.e. $\gamma_c = 1,4$ and $\gamma_s = 1,15$. Given these parameters and each value for the relative position of the neutral axis, the tension reinforcement area was dimensioned from Equation (8). With the tensioned reinforcement values, the bending moment resistance of the cross section was obtained for each neutral axis position by Equation (6).

Then, the reliability analyzes were performed for the different designed cross-sections in the previous step. In this step, the requesting bending moments were defined from the moment resistance of the beam, as:

$$M_R = \gamma_g M_{ng} + \gamma_q M_{nq} \quad (11)$$

Where: M_R is the bending moment resistance of the cross section, which is, in the design condition, equal to the total requesting bending moment; M_{ng} and M_{nq} are respectively the requesting nominal bending moments relating to dead and live loads; γ_g and γ_q are respectively the safety partial factors that provide security for dead and live bending moments, both adopted as 1,4.

Once the load ratio is given by $R = M_{nq} / M_{ng}$ and was varied from 0,1 to 1,5 as previously described, the solicitation values were ob-

tained as:

$$M_R = \gamma_g M_{ng} + \gamma_q R M_{ng} = M_{ng} (\gamma_g + \gamma_q R) \rightarrow M_{ng} = \frac{M_R}{(\gamma_g + \gamma_q R)} \quad (12)$$

$$M_{nq} = R M_{ng} \quad (13)$$

The random variables considered in the study were: compressive strength of the concrete (f_c), strength of the steel (f_y), dead bending moment (M_g) and live bending moment (M_q). Table 1 shows the statistics associated with the variables in order to take into account the uncertainties.

The limit state equation that represents the safety of reinforced concrete beams is given by:

$$G = M_R - M_g - M_q \quad (14)$$

$$M_R = 0,408 b_w f_c d^2 \beta_x^2 + A_s f_y d (1 - \beta_x) \quad (15)$$

The reliability analyzes were performed considering the FORM with direct coupling, in which the derivatives of G are evaluated implicitly by finite differences. The convergence in the search process was written in terms of failure probability and design point with an error tolerance of 10^{-4} .

5. Results before calibration

Table 2 illustrates the averages of random variables, considering each of the load ratios as well as the reliability indices (β) obtained in the analysis. All these results refer to a single value of the relative position of the neutral axis. This process was repeated for all other values of β_x , leading to 104 analyzes in total.

Figure 2 shows the results of the beams analyzes in terms of

Table 2 – Results in terms of reliability index for $\beta_x = 0,167$

f_{ck} (MPa)	R	$f_{c,mean}$ (MPa)	$f_{y,mean}$ (MPa)	$M_{g,mean}$ (kNcm)	$M_{q,mean}$ (kNcm)	β
20	0,1	25	550	2926,3	278,7	6,04
	0,3			2476,1	707,5	4,98
	0,5			2146,0	1021,9	4,28
	0,7			1893,5	1262,3	3,88
	0,9			1694,2	1452,2	3,62
	1,1			1532,8	1605,8	3,44
	1,3			1399,6	1732,8	3,31
	1,5			1287,6	1839,4	3,21

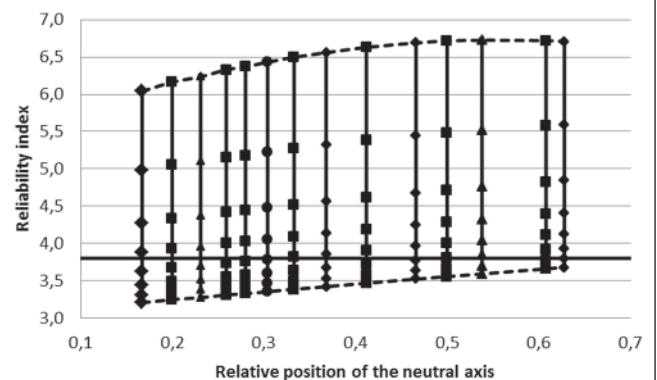
variability of the reliability index considering the different neutral axis positions for all load ratios. The horizontal line represents the target value of $\beta = 3,8$ recommended by Eurocode 2 [20] to the ultimate limit state. The vertical lines contain the results for all values of R for the same neutral axis position, in which the top points are referred to $R = 0,1$ while the bottom points represent $R = 1,5$.

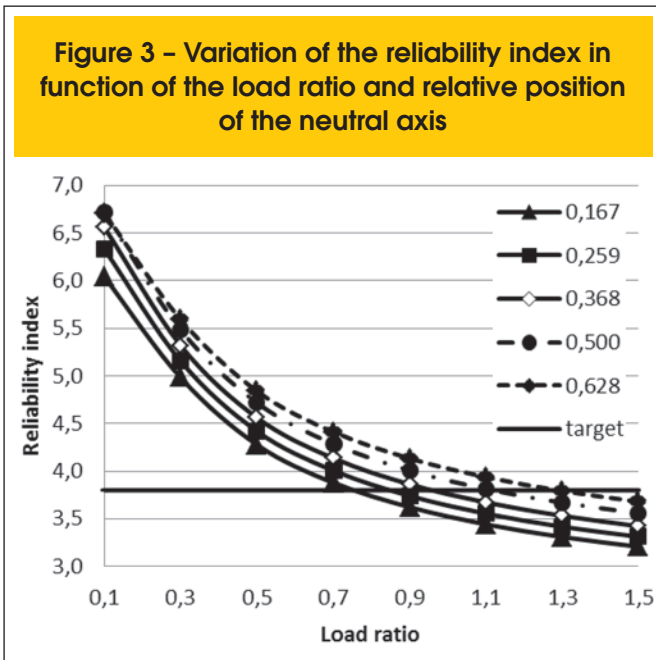
Considering all the possibilities for the neutral axis position in the same cross section and the several load ratios, the reliability index resulted from $\beta_{min} = 3,21$ and $\beta_{max} = 6,72$ reflecting in failure probabilities $P_{f,min} = 8,89 \times 10^{-12}$ and $P_{f,max} = 6,64 \times 10^{-4}$. This large difference shows the lack of uniformity in the safety of the beams designed with the fixed set of partial safety factors. Furthermore, it was found that in some cases the reliability index resulted lower than the limit values recommended by Eurocode 2, which is clearly a design situation against the safety. The design situations with higher values of R, in the case where the live portion of moment increases in relation to the dead moment resulted in lower rates of reliability when compared to beams designed for lower load ratios. This is consistent because the uncertainties present in quantifying live loads are significantly higher than those observed in the dead loads, which results in less structural safety. Similarly, as the overall thickness of the beams was always kept constant, larger values of β_x also resulted in larger values of resistant bending moments, which suggest an increase in the bending resistance of the beam, since the amount of longitudinal reinforcement increases. Therefore, for situations where the overall thickness of the beams is limited by architectural issues and kept constant, higher values in the neutral axis provide larger values for the resistant bending moment. However, it is worth to mention in such cases, the failure may occur by the concrete crushing on the top fibers of the cross section. This condition must always be avoided in the design of reinforced concrete beams because it changes the behavior of the beams from ductile to brittle resulting in a very dangerous situation in designing. For such reason, the NBR 6118 [13] restricts the relative neutral axis position as a function of the concrete compressive strength in order to avoid structures with a brittle behavior and high amounts of longitudinal reinforcement.

The average values for the reliability index for each of the neutral axis position resulted, in general, between 4,0 and 5,0. This means that, on average, the design of reinforced concrete beams considering the safety partial factors of NBR 6118 [13] is acceptable and yet not so distant from the target value of $\beta = 3,8$.

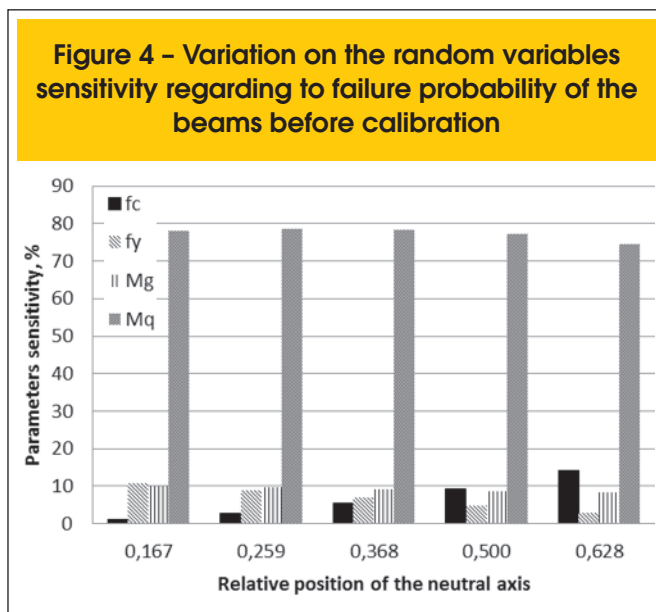
In Figure 3 it was represented the evolution of reliability index for some values of the relative neutral axis position depending on the load ratio. It was observed as the effect of live load increases on the structural behavior, the safety level of the beams decreases. In this case, as the depth of the cross section was kept constant, higher values of β_x result in greater safety to the bending moment. Considering $\beta_x = 0,500$, it was verified that only values of $R \geq 1,1$ the obtained β was less than 3,8. For load ratios between 0,3 and 0,7 which match the many of the usual situations in practice in reinforced concrete structures, the reliability index resulted between the values 4,0 and 5,0 as already noted. This shows that for beams designed in the domain 3 of deformation, the safety against bending moment is assured.

However, it is worth to note that due to the lack of uniformity observed, the use of fixed set of partial factors can lead to design structures against security. On the other hand, it is also possible that the designed beams present an excessive safety level, such as observed in cases where the live loads are very small when compared to dead loads. In such cases, it is clearly observed that

Figure 2 – Safety variability of the designed beams before the calibration process: reliability index as a function of the β_x and R



structures result oversized and at the same time anti-economical. Another result that deserves to be discussed is the sensitivity of random variables and its evolution over the parametric analysis. Figure 4 illustrates the average sensibilities of the variables obtained considering all the load ratios for some relative position of the neutral axis. As no ductility constraint was imposed in the analysis, it was observed that the importance of concrete resistance increases as the position of the neutral axis also increases. On the other hand, the resistance of steel suffers the reverse process. As the position of the neutral axis increases, the portion of the concrete in bending moment also increases, while the portion of reinforcement decreases, as can be seen in equation (15). Regarding to the requesting bending moments, the portion of variable moment is much more influen-



tial than the portion of the permanent bending moment. This behavior becomes more evident, as the load ratios R increases.

6. Formulation of the problem for calibration

In order to obtain more uniform safety levels in the design of reinforced concrete beams subjected to bending moment, it was performed a calibration procedure of safety partial factors of the random variables based on the procedure proposed by Mohamed et al. [9]. In general, the partial safety factors acting as resistance reducers (γ_R) or increasers (γ_S) of the load effects can be written as:

$$\gamma_R = \frac{X_k}{X_d} \quad (16)$$

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} \quad (17)$$

Where: X_k and X_d are, respectively, the characteristic values and design values of the considered parameters.

In case of the characteristic values, these are obtained from the quantile, which ensure that the overcoming of such values is very unlikely (in general, it allows to 5% quantile value). As for the design values, these are defined by the reliability analysis, in which the coordinate of the design point related to the analyzed variable (X^*) is given in the standard normal space by:

$$X_d = X^* = -\alpha_X \beta \quad (18)$$

Where: α_X corresponds to the cosine director of the random variable X ; β is the reliability index obtained in the iteration.

According to Mohamed et al. [9], the characteristic value of a variable, regardless of the probability distribution can be written in function of the average (μ_X) and the standard deviation (σ_X) in the form: $X_k = \mu_X \pm \delta \sigma_X$, where δ expresses the probability (confidence level) that the X_k value is exceeded. In the case of compression strength of the concrete, assuming normal distribution and the probabilities of 5% quantile for setting the characteristic value, δ takes on a value of 1,645. For the other probability distributions, X_k can be given generally by:

$$P[X > X_k] (\text{variável resistência}) \rightarrow X_k = F_X^{-1}(1-p) \quad (19)$$

$$P[X < X_k] (\text{variável solicitação}) \rightarrow X_k = F_X^{-1}(p) \quad (20)$$

Where: F_x^{-1} is the inverse of the cumulative probability distribution of the random variable; X is the current value of the random variable; p corresponds to the level of confidence which defines the required probability for the variable violates the characteristic value. In the case of a resistance variable and 5% confidence level, the probability that the value considered to overcome resistance X_k is 95%. On the other hand, for a solicitation variable with the same level of confidence, in just 5% of the time the value considered can overcome X_k . Therefore, the equations (16) and (17) can be rewritten, respectively, as:

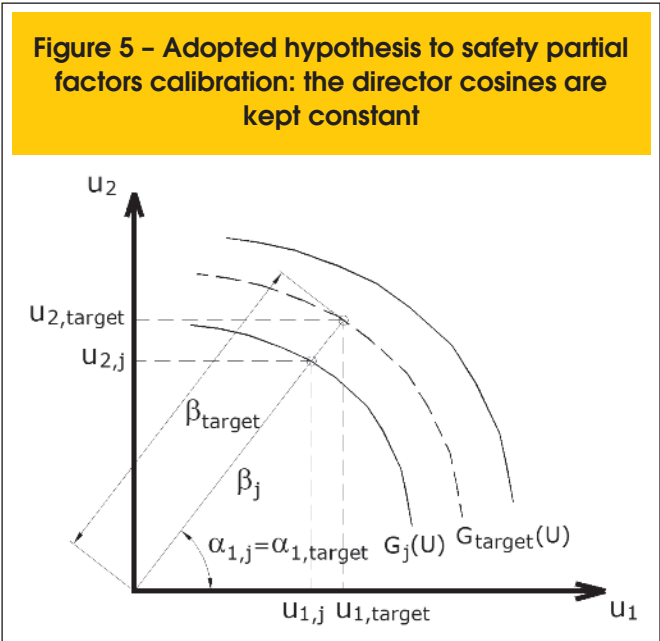
$$\gamma_R = \frac{X_k}{X_d} = \frac{F_X^{-1}(1-p)}{F_X^{-1}[\Phi(-\alpha_x \beta)]} \tag{21}$$

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} = \frac{F_X^{-1}[\Phi(-\alpha_x \beta)]}{F_X^{-1}(p)} \tag{22}$$

Where: Φ is the standard normal cumulative probability function. The adopted hypothesis for the safety partial factors calibration consists in choose a target value for the reliability index and admit that the cosines directors of the random variables are kept constant. With that, the origin of standard normal system is moved so that the distance from the origin to the design point is equal to the target reliability index (Figure 5). For the calibration process, the target reliability index was 3,8 recommended by Eurocode 2 [20] to ultimate limit states. The used cosines directors of random variables were obtained by the reliability analysis, via FORM, performed in the previous step, i.e., during the safety evaluation of the beams before calibration. In order to verify all the possibilities in the calibration process, the safety partial factors were obtained considering all the values of the relative position of the neutral axis for each load ratio. Thus, there were 104 calibrations of partial factors covering all cases intended for the beams design.

7. Results after calibration

Table 3 shows the results obtained with the calibration process, in terms of the new safety partial factors, the design point coordi-



nates in physical space and reliability indices for $\beta_x = 0,167$ in all load ratios.

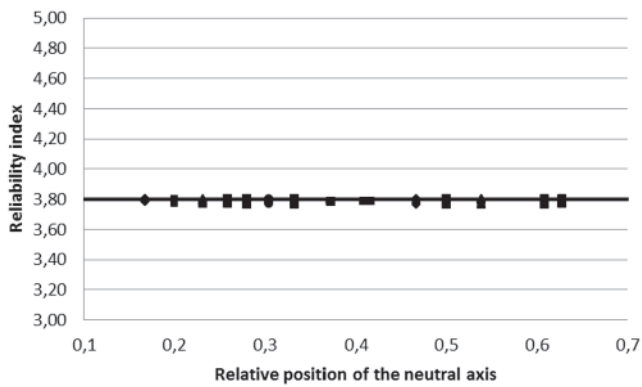
Figure 6 illustrates the reliability indices of the beams designed with the new values of safety partial factors, considering all combinations between load ratios and the relative position of the neutral axis. As can be seen, the design of beams using the calibrated partial factors resulted in uniformity of the safety for the bending moment, achieving the target value of 3,8 specified for the ULS.

Figure 7 shows the safety partial factors for each load ratio, obtained by assessing the arithmetic mean between the values calibrated to the different relative positions of the neutral axis. The partial factors for the resistance of concrete and steel resulted slightly less than unity, meaning that the characteristic values are more pessimistic than the design values. The partial factor for the dead load ranged from 1,09 ($R = 1,5$) and 1,35 ($R = 0,1$), whereas for the live load, the variation was 1,18 ($R = 0,1$) to 2,64 ($R = 1,5$). As R increases and, therefore, the importance of the live load increases, consequently, the value of its partial factor also increases. High

Table 3 - Results of the calibration process for $\beta_x = 0,167$

R	f_c (MPa)	f_y (MPa)	M_g (kNcm)	M_q (kNcm)	γ_c	γ_y	γ_g	γ_q	β
0,1	23,2	485,6	6263,1	545,1	0,86	1,03	1,36	1,18	3,80
0,3	23,6	504,3	4537,2	2424,9	0,85	0,99	1,22	2,18	3,78
0,5	23,9	514,9	3413,6	3667,6	0,84	0,97	1,15	2,48	3,80
0,7	24,0	519,4	2743,2	4377,9	0,83	0,96	1,13	2,57	3,80
0,9	24,0	522,1	2293,3	4843,0	0,83	0,96	1,11	2,60	3,79
1,1	24,1	523,8	1971,5	5186,4	0,83	0,95	1,10	2,63	3,80
1,3	24,1	524,9	1728,8	5443,8	0,83	0,95	1,09	2,64	3,80
1,5	24,1	525,7	1539,4	5644,1	0,83	0,95	1,09	2,65	3,80

Figure 6 - Safety variability of the designed beams after the calibration process: reliability index as a function of the β_x and R

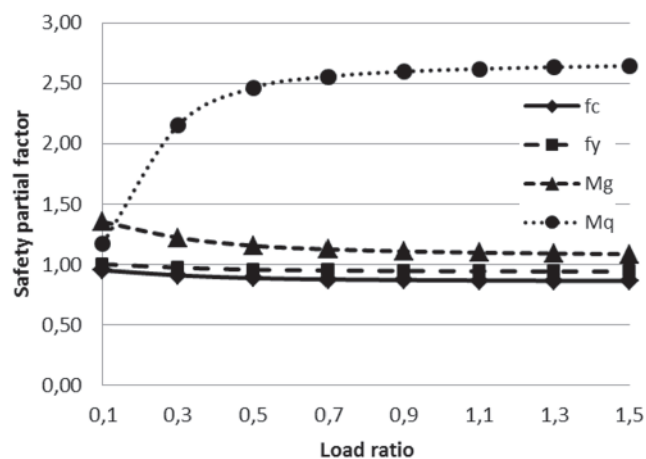


values above 2.00 reflect the greater uncertainty inherent in this variable when compared to the others.

Regarding to the sensitivity factors of the random variables, the same general behavior was observed when compared to prior calibration results, as can be seen in Figure 8. The influence of concrete and steel strength variables is significantly sensitive to the relative position of neutral axis, alternating its importance as β_x increases. Since the parameters that depend on the dead and live loads, in which case are given by the bending moment, are more sensitive to variations in the load ratio than the neutral axis position.

The results showed that due to the calibration of safety partial factors of the resistances and active loads, it was possible to obtain uniformity in the safety of reinforced concrete beams subjected to bending moments. Thus, instead of using a single set of partial

Figure 7 - Variability of the safety partial factors after the calibration process in function of R



factors for all types of structures or design possibilities, a set of these coefficients are calibrated considering the particularities of each project, so that the desired safety level is actually achieved. The main disadvantage of this approach is not to present a fixed set of safety partial factors, which in principle can cause strangeness among design engineers. Moreover, the calibration of these coefficients requires knowledge, even if minimum, on statistical concepts and reliability theory. Such concepts are not easy-going and wide domain among professionals who work in the practice of the current structural engineering. However, the approach brings a major advantage: from the partial factor calibration process it is possible to specify and obtain the security level of the structural system according to the particular needs of each project. Thus, even if important parameters as the load ratios and the neutral axis are changed in design, the security obtained for the system remains the same.

Another important aspect that should be discussed is related to the possibility of obtaining a set of safety partial factors for the target reliability can be achieved. By varying each of the safety factors values for more or less, it is simply necessary to adjust the others parameters to keep the same reliability index, showing the various possibilities for adoption of the safety partial factors. Thus, the use of other criteria in addition with the calibration process is necessary to achieve the best partial factors, as for example, the solution with minimum cost regarding the designed configuration so that the optimal solution is reached. The minimum cost criterion in the calibration process was not considered in this paper.

8. Proposal for a simplified design method

Based on the results obtained with the safety partial factors calibration process, it was proposed a simplified alternative method for design reinforced concrete beams subjected to bending moment, whose steps are described below:

Figure 8 - Variation on the random variables sensitivity regarding to failure probability of the beams after calibration

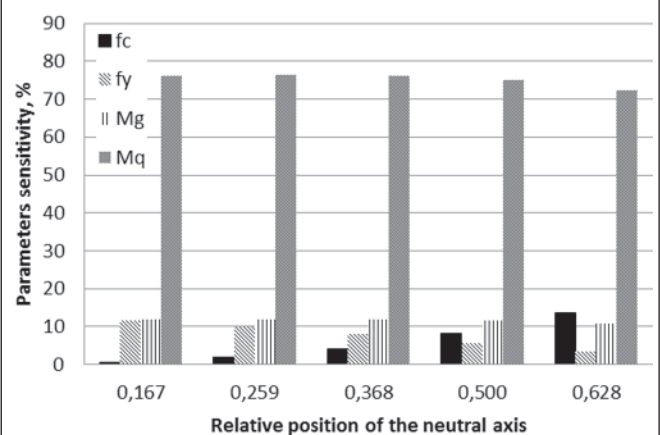
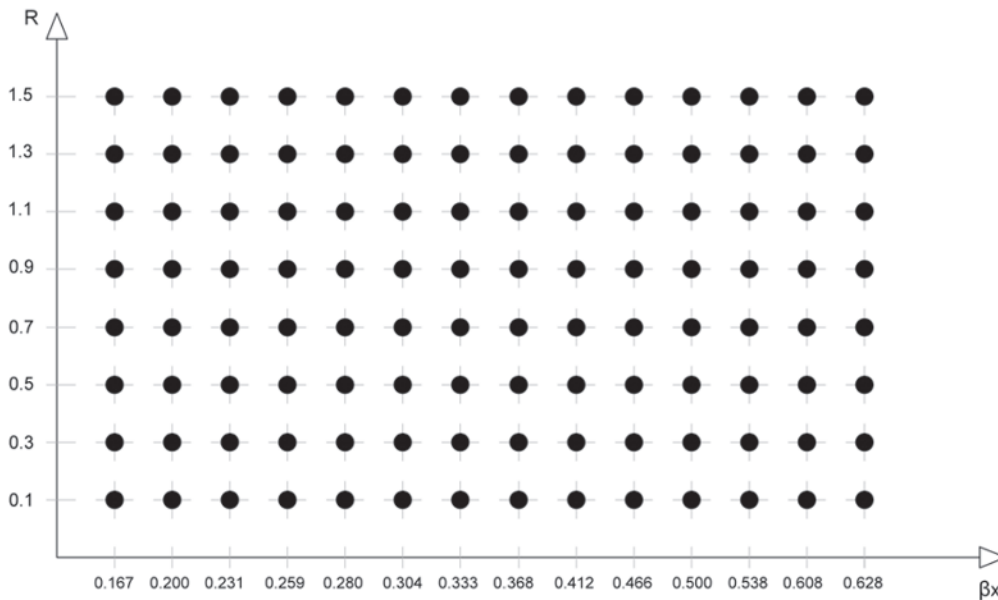


Figure 9 - Experiment plan to assess the coefficients of the polynomial for the random variables director cosines



1. Select the desired security level, setting a value for the target reliability index;
2. Select the relative position of the neutral axis in the cross section for the ultimate limit state;
3. After the measurement of the loads on the beam, the load ratio R is assessed;
4. Evaluation of the cosines directors (α_i) for each random variable in the process, which in the case are: f_c, f_y, M_g e M_q ;
5. Evaluation of the safety partial factors of the variables from the Equations 21 and 22;
6. Designing of the cross section of the beam, obtaining the effective depth and tension reinforcement area.

The greatest difficulty in this process is to determine the cosine directors of the design variables. The most direct way is to conduct a reliability analysis via FORM, for example, to obtain these sensitivities from the statistics of the random variables. However, the use of this alternative would be quite restricted to the domain of strong computational tools for evaluating the structural reliability, preventing the application of this alternative design method. In order to overcome this problem, it was proposed an approximate way to get the cosine directors without the need to perform reliability analysis. As the relative position of the neutral axis and the load ratio are important parameters for the structural safety of the beams, a set of complete polynomials with 2° and 4° degrees for approaching each cosine director directly were adopted. Nogueira and Pinto [18] presented results of this procedure considering polynomials of 2° degree and concluded that the final level of safety obtained oscillated around the value the reliability index target. The authors concluded that the 2° degree polynomials were not sufficiently able to accurately represent the results of cosine directors obtained in reliability analysis. Furthermore, the study found values of R be-

tween 0.1 and 5.0 with non-constant variation, which increased the dispersion of the results, impairing the quality of the calibration. In general, the complete polynomials of 4° degree considered can be written as:

$$\alpha_i = m_0 + m_1\beta_x + m_2R + m_3\beta_x^2 + m_4R^2 + m_5\beta_xR + m_6\beta_x^3 + m_7R^3 + m_8\beta_xR^2 + m_9\beta_x^2R + m_{10}\beta_x^2R^2 + m_{11}\beta_x^4 + m_{12}R^4 + m_{13}\beta_xR^3 + m_{14}\beta_x^3R + m_{15}\beta_x^3R^3 + m_{16}\beta_x^2R^3 + m_{17}\beta_x^3R^2 \quad (23)$$

Where: m_i are the coefficients of the considered polynomial of cosines directors to be determined.

The least square method was used to determine the polynomials coefficients from the minimization of the error function given by:

$$erro = \min \sum_{i=1}^{np} \left[\alpha(\beta_x, R)_i - \alpha_{FORM,i} \right]^2 \quad (24)$$

Where: $\alpha(\beta_x, R)_i$ corresponds to the cosine director value of the variable considered for the point i ; $\alpha_{FORM,i}$ is the value of the same cosine director, however from the original reliability analysis via FORM; np is the number of points of the considered experiment plan for the regression process. The solution algorithm of Equation (24) is described in details in Nogueira [19].

The experiment plan used to solve this problem was defined from all combinations considered among β_x and R in the process of the safety partial factors calibration, as illustrated in Figure 9.

Thus, each point in the plane corresponding to the ordered pair β_x , R that generated a design beam and thus a set of values for the cosine directors of the random variables after reliability analysis. The Equations (25) (26) (27) and (28) bring the final polynomials for the cosine directors of the concrete compressive strength, steel strength, dead bending moment and live bending moment.

$$\alpha_{f_s} = 0,01068 + 0,89019\beta_x - 0,14441R + 0,91918\beta_x^2 + 0,39157R^2 - 1,31285\beta_x R - 0,87883\beta_x^3 - 0,37175R^3 + 1,04762\beta_x R^2 - 2,88967\beta_x^2 R + 3,26669\beta_x^2 R^2 - 0,05492\beta_x^4 + 0,11469R^4 - 0,28504\beta_x R^3 + 3,76509\beta_x^2 R + 1,54548\beta_x^3 R^2 - 1,14201\beta_x^3 R^3 + 4,37646\beta_x^3 R^2 \quad (25)$$

$$\alpha_{f_y} = 0,74758 - 0,18110\beta_x - 1,36333R - 0,76531\beta_x^2 + 1,55151R^2 - 0,23677\beta_x R + 0,03935\beta_x^3 - 0,81381R^3 + 0,41170\beta_x R^2 + 2,56287\beta_x^2 R - 2,73007\beta_x^2 R^2 + 0,11055\beta_x^4 + 0,15995R^4 - 0,16771\beta_x R^3 - 0,80757\beta_x^2 R - 0,30052\beta_x^3 R^2 + 0,92034\beta_x^3 R^3 + 0,87641\beta_x^3 R^2 \quad (26)$$

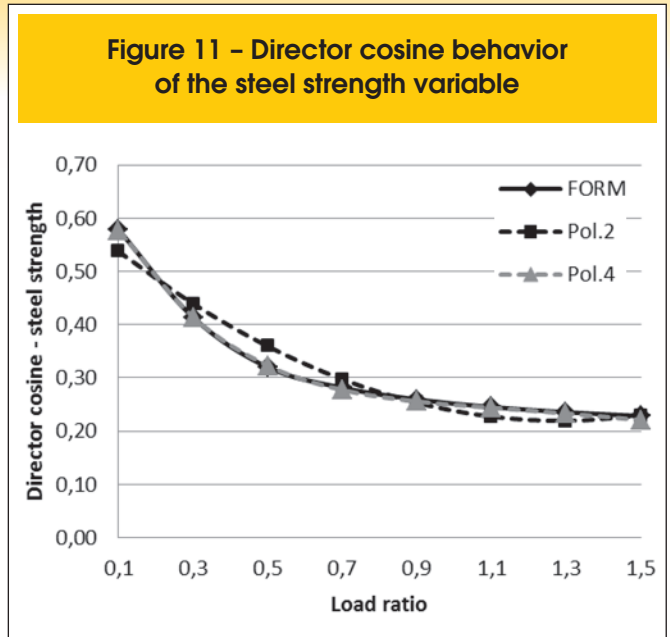
$$\alpha_{M_D} = -0,98668 - 0,31458\beta_x + 2,77008R + 0,46710\beta_x^2 - 3,62402R^2 + 1,07523\beta_x R + 0,15813\beta_x^3 + 2,21814R^3 - 1,17569\beta_x R^2 - 1,35814\beta_x^2 R + 1,43383\beta_x^2 R^2 + 0,07304\beta_x^4 + 0,51138R^4 + 0,39650\beta_x R^3 + 1,21408\beta_x^2 R - 0,52928\beta_x^3 R^3 + 0,47242\beta_x^3 R^2 + 1,47248\beta_x^3 R^2 \quad (27)$$

$$\alpha_{M_L} = 0,26110 - 0,12803\beta_x - 5,70248R + 0,26403\beta_x^2 + 9,71235R^2 - 0,14988\beta_x R - 0,06628\beta_x^3 + 7,00452R^3 + 0,05158\beta_x R^2 + 0,99148\beta_x^2 R + 1,11111\beta_x^2 R^2 + 0,01497\beta_x^4 + 1,80209R^4 - 0,00353\beta_x R^3 + 1,56695\beta_x^2 R + 0,86056\beta_x^3 R^2 - 0,38191\beta_x^3 R^3 - 2,25027\beta_x^3 R^2 \quad (28)$$

Figures 10 to 13 illustrate the accuracy of the 4^o degree polynomial to obtain the cosine directors, compared to the solutions given by Nogueira and Pinto [18] with a 2^o degree polynomial and the FORM. With that, during the design of the beams with the proposed method, it is sufficient to calculate the values of the cosine directors by Equations (25) to (28) without the need for auxiliary reliability analysis.

9. Calculation example

To demonstrate the application of the simplified method proposed in this study, a reinforced concrete beam was designed to bending moment, varying the use of the structure and consequently



the load ratio. Figure 14 shows the characteristics of the fictitious pavement considered as well as the beam V2 chosen for design. The dead loads were estimated considering: reinforced concrete solid slab with a thickness of 10 cm; regularization on the slab of cement and sand mortar with a thickness of 2 cm; ceramic floor on the regularization with specific weight of 18 kN/m³ and a thickness of 6 mm; coated liner on the bottom of the slab composed of cement and sand mortar with a thickness of 1 cm. All values of the specific weights of the materials were obtained from NBR 6120 [21]. The total dead load on the slab was 3,24 kN/m², which resulted in uniformly distributed dead load (g) transmitted to the beam V2 with 16,2 kN/m. Regarding the live load (q) considered over the entire slab, the recommended values have been adopted by the NBR 6120 [21] according to the building functionality. Thus, the following legend was adopted: A - terraces or liners without people access; B - bedrooms, living room, kitchen and bath; C - pantry, laundry area and laundry room; D - reading room in libraries; E - garages for common vehicles; F - stadium bleachers; G - dance hall and gymna-

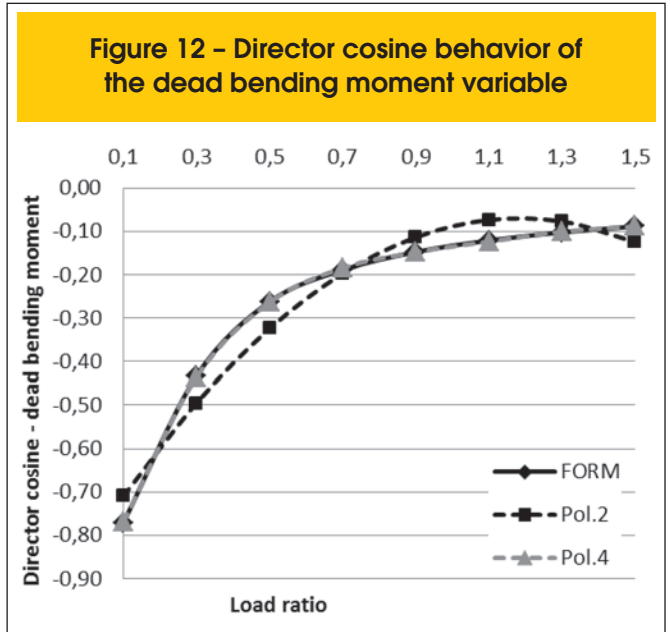
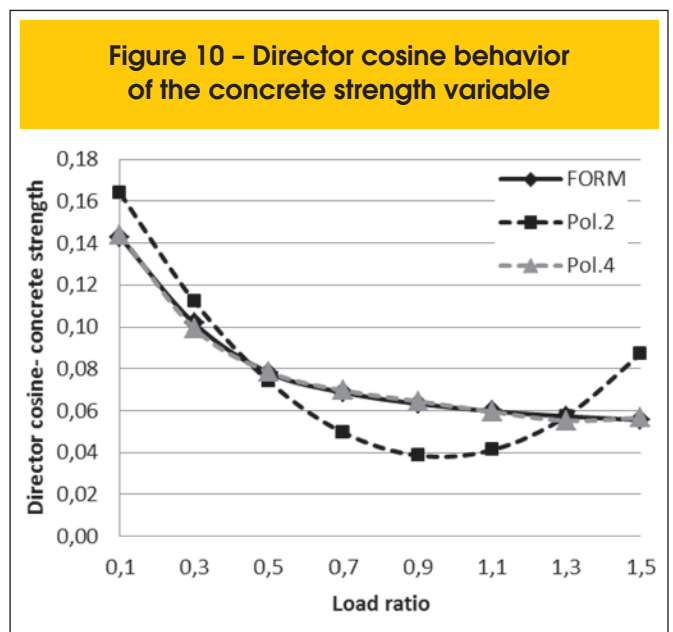
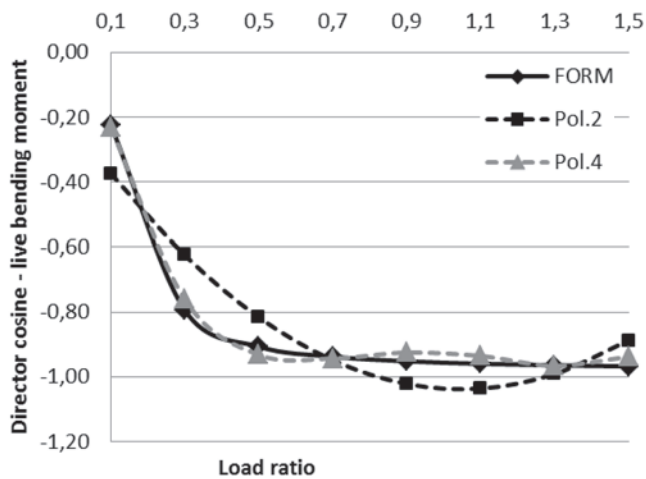


Figure 13 – Director cosine behavior of the live bending moment variable



sium. These nomenclatures are placed in the “Type” column in Table 4.

For comparative purposes, the beams were designed considering the conventional safety partial factors of NBR 6118 [13] and then considering the calibrated partial factors in accordance with the proposed process. The width of the beam was kept constant at the value of 14 cm and the characteristics resistance of concrete and steel was adopted, respectively, in the amounts

of 20 MPa and 500 MPa. The safety factors were calibrated to reliability index target of 3,8. In all cases the relative position of the neutral axis at ULS was adopted and kept constant at 0,45 for that the ductility constraint imposed by the NBR 6118 [13] always have been respected. Table 4 gathers the results of this analysis. As can be seen, the major differences between the two calculation methods are for low values of the load ratio. This shows that in situations where live loads are significantly smaller than the dead loads, the partial factors used by NBR 6118 [13] lead to excessively secure design. This behavior changes as R increases, where the security level of the beams tends to decrease, violating the limit of 3,8 proposed by Eurocode 2 [20]. Thus, the lack of uniformity in the beams security is evident. Moreover, when calibrating the partial factors according to the project need, it is possible to obtain uniformity of structural safety, as the reliability index values obtained in the analysis. The β_{medium} obtained with the proposed method was 3,80 while for the model of NBR 6118 [13] was 4,50, which demonstrates once again that the proposed calibration procedure allows, besides reaching the target security level specified in the design, ensure uniformity of structural safety.

10. Conclusions

In this article it was presented a study about the safety of reinforced concrete beams designed to bending moment, considering the set of partial factors for resistance of the materials (steel and concrete) and the action effects (permanent and variable bending moments) through the reliability theory. After the performed analyzes, the following conclusions were highlighted:

Figure 14 – Considered floor in the analysis: dimensions in centimeter

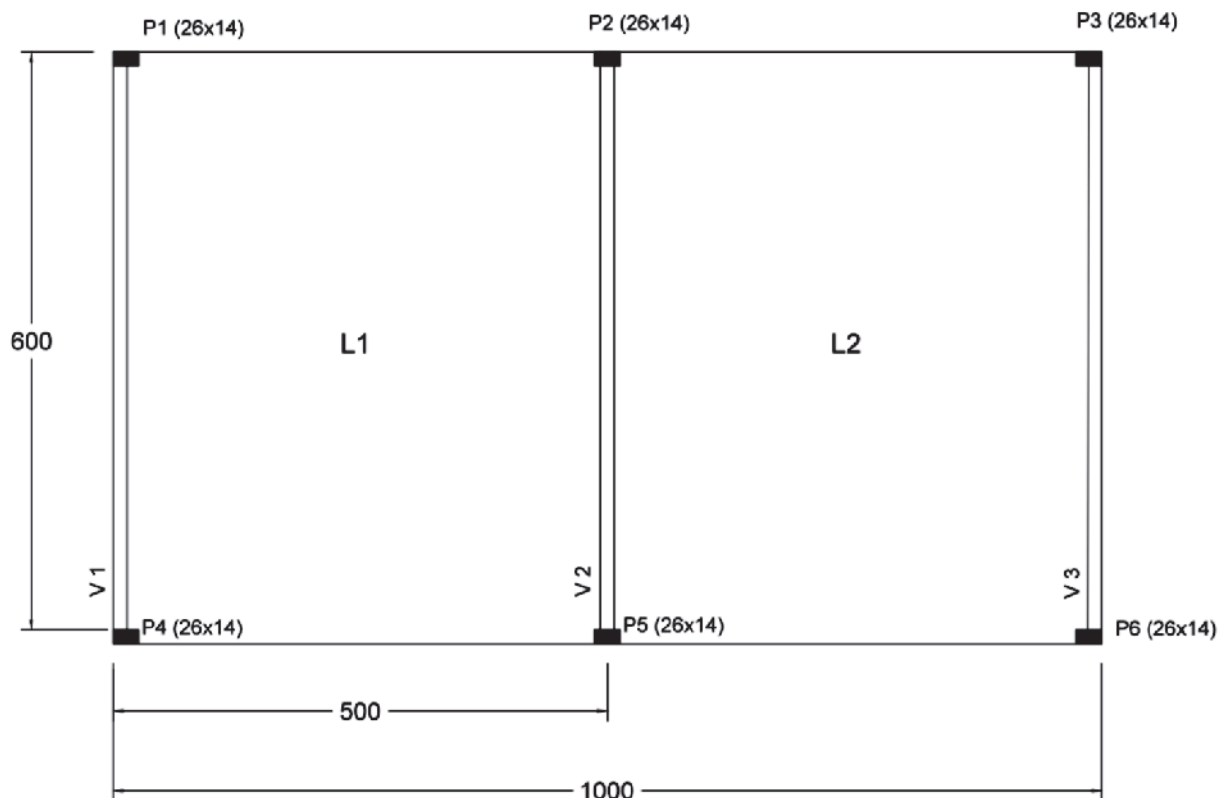


Table 4 – Design of the beams considering the set of calibrated safety factors and the standard ones

Type	q (kN/m ²)	R	Proposed method			NBR 6118		
			d (cm)	A _s (cm ²)	β	d (cm)	A _s (cm ²)	β
A	0,5	0,14	40,15	7,01	3,70	49,50	6,97	6,51
B	1,5	0,42	46,84	8,43	3,86	55,20	7,77	4,92
C	2,0	0,56	50,44	9,16	3,90	57,85	8,14	4,51
D	2,5	0,70	53,43	9,75	3,83	60,39	8,50	4,24
E	3,0	0,84	56,13	10,27	3,75	62,82	8,84	4,03
F	4,0	1,11	62,06	11,38	3,77	67,41	9,49	3,75
G	5,0	1,39	68,31	12,55	3,88	71,72	10,09	3,56

- It has been found, indeed, the lack of uniformity in the safety of the beams subjected to bending moment when they are always designed with the same values of safety partial factors for different situations of the neutral axis position and load ratios. Using the same safety partial factors values does not take into account the influence of the neutral axis position and the ratio of the effects produced by the dead and live loads on the behavior of the beams. Thus, for low values of R, the security level obtained is too high, while for high values of R, the level decreases, resulting in situations against security;
- The proposed calibration process of the safety based on the results of reliability analysis was stable and capable of ensuring the reliability index target for beams designed with the new partial factors. Polynomials with degree of 4 to calculate the cosine directors of the project variables were adequate, because they allowed the design method was applied without the need for new reliability analysis, achieving good results. Thus, the uniformity was guaranteed in the safety of the beams subjected to bending moment;
- Therefore, instead of using a fixed set of safety partial factors, the method proposes the adoption of the security level required in the project through the reliability index or failure probability for the considered limit state and, from that information, calibrate the partial factors to achieve this level of safety;
- It is worth to note that, there are several of possible combinations to partial factors that result in the same values of reliability index. Thus, it is necessary to quantify the costs of the beams construction designed with new safety factors, compare them with the costs obtained with the standard process and assess what the optimal set of factors ensures the required safety, reflecting the lower cost to the structure. This cost analysis was not performed in this work and is currently under development.

11. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge UNESP - FEB for the support in the research development.

12. References

- [1] ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V. Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety*, v.1, 1982; p.15-26.
- [2] ELLINGWOOD, B. LRFD: implementing structural reliability in professional practice. *Engineering Structures*, v.22, 2000; p.106-115.
- [3] SØRENSEN, J.D.; KROON, I.B.; FABER, M.H. Optimal reliability-based code calibration. *Structural Safety*, v.15, 1994, p.197-208.
- [4] NOWAK, A.S.; COLLINS, K.R. Reliability of structures. Michigan: McGraw-Hill, 2000, 338 p.
- [5] MADSEN, H.O.; KRENK, S.; LIND, N.C. Methods of structural safety. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1986.
- [6] HAN, B.K. Reliability assessment and design load factors for reinforced concrete containment structures. *Reliability Engineering and System Safety*, v.62, 1998, p.235-240.
- [7] FREUDENTHAL, A.M. The safety of structures. *Transactions of ASCE*, v.112, 1947, p.125-180.
- [8] KOGUT, G.F.; CHOU, K.C. Partial resistance factor design on steel-concrete beam-columns. *Engineering Structures*, v.26, 2004, p.857-866.
- [9] MOHAMED, A.; SOARES, R.; VENTURINI, W.S. Partial safety factors for homogeneous reliability of nonlinear reinforced concrete columns. *Structural Safety*, v.23, 2001, p. 137-156.
- [10] CASTILLO, E.; CONEJO, A.J.; MÍNGUEZ, R.; CASTILLO, C. An alternative approach for addressing the failure probability-safety factor method with sensitivity analysis. *Reliability Engineering and System Safety*, v.82, 2003, p.207-216.
- [11] GAYTON, N.; MOHAMED, A.; SORENSEN, J.D.; PENDOLA, M.; LEMAIRE, M. Calibration methods for reliability-based design codes. *Structural Safety*, v.26, 2004, p.91-121.
- [12] STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. *IBRACON Structural Journal*, v.3, n.2, June, 2007, p.230-239.
- [13] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Design of concrete structures – procedures (NBR 6118), Rio de Janeiro, 2014, 238 p. (in Portuguese)

- [14] ACI COMMITTEE 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005, 430 p.
- [15] BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. *J. of the Braz. Soc. Of Mech. Sci. & Eng.* v.XXXII, n.2, April-June, 2010, p.119-127.
- [16] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Design of steel and steel-concrete composite structures: procedures (NBR 8800), Rio de Janeiro, 2008. (in Portuguese)
- [17] ANSI/AISC 360. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
- [18] NOGUEIRA, C.G.; PINTO, M.D.T. Análise de confiabilidade de vigas em concreto armado segundo a ABNT NBR 6118: avaliação da segurança e calibração dos coeficientes parciais de segurança. *In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto*, Natal, 2014, Anais, Rio Grande do Norte, 2014.
- [19] NOGUEIRA, C.G. Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- [20] EUROCODE 2. Design of concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 1989.
- [21] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Loads for building structures design (NBR 6120), Rio de Janeiro, 1980. (in Portuguese).

Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors

Avaliação da variabilidade da segurança de vigas em concreto armado submetidas ao momento fletor considerando os coeficientes parciais de segurança da NBR 6118:2014



C. G. NOGUEIRA^a
cgnogueira@feb.unesp.br

M. D. T. PINTO^a
matheus.debianchi@gmail.com

Abstract

This paper presents a study about safety of reinforced concrete beams subjected to bending moment and designed with the partial safety factors proposed by ABNT NBR 6118:2014. The main goal was to assess the uniformity in the safety of the beams considering different values for the neutral axis position and the load ratio, by using the Reliability Theory. A simplified procedure to calibrate the partial safety factors was proposed taking into account the nature of each random variable and a target reliability index. From the analysis of the results, an alternative method for the design of reinforced concrete beams was also proposed, in which safety is guaranteed by the using of a probability of failure instead a set of partial safety factors. The results showed the lack of uniformity in the safety of the beams design with de constant set of partial safety factors. The procedures of design and calibration of the new safety factors were capable of to give uniformity to the safety of the beams and to achieve the proper structural configuration with the required safety level.

Keywords: reinforced concrete structures, partial safety factors, reliability, calibration.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo sobre a segurança de vigas em concreto armado solicitadas por momento fletor dimensionadas com os coeficientes parciais de segurança da ABNT NBR 6118:2014. O principal objetivo foi avaliar a uniformidade na segurança das vigas para diferentes posições da linha neutra e razão de carregamentos, com o uso da Teoria da Confiabilidade. Um procedimento simplificado para a calibração dos coeficientes parciais de segurança foi proposto, levando-se em conta a natureza de cada variável aleatória e um valor alvo para o índice de confiabilidade. A partir desses resultados, um método alternativo para o dimensionamento à flexão das vigas foi também proposto, no qual a segurança é verificada através de uma probabilidade de falha e não mais por coeficientes parciais. Os resultados mostraram a falta de uniformidade na segurança das vigas quando dimensionados com o conjunto fixo de coeficientes parciais. Os processos de calibração e dimensionamento alternativos mostraram-se capazes de uniformizar a segurança e ainda obter a configuração estrutural que apresenta o nível de segurança requerido.

Palavras-chave: estruturas de concreto armado, coeficientes parciais de segurança, confiabilidade, calibração.

^a Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Bauru – SP, Brasil.

1. Introdução

O projeto de estruturas pode ser entendido como um processo iterativo que busca estabelecer dimensões e configurações aos elementos constituintes do sistema estrutural, de forma que um conjunto de limites seja respeitado para que a construção atenda aos requisitos estéticos, econômicos, de segurança, funcionalidade e durabilidade. Dentro desse contexto, os códigos normativos representam papel fundamental no processo, pois são os instrumentos que definem esse conjunto de limites aceitáveis que garantem os requisitos de desempenho do sistema estrutural. No que diz respeito à segurança da estrutura, os códigos atuais baseiam-se no Método dos Estados Limites, que consiste em garantir para os diversos comportamentos (estados limites) que regem o sistema estrutural a seguinte condição: $R_d \geq S_d$. Em outras palavras, a resistência de cálculo (R_d) deve ser sempre superior ou, no limite, igual à solitação de cálculo (S_d). Em cada estado limite considerado, cada uma dessas parcelas depende de diversos parâmetros de projeto, tais como: dimensões das seções transversais, resistência dos materiais, quantidades de armaduras, posições dessas armaduras, esforços internos solicitantes entre outros.

No desenvolvimento de um projeto, após a concepção do sistema estrutural, a próxima etapa consiste em quantificar as cargas que atuam na estrutura, bem como especificar os materiais utilizados para a construção dos elementos estruturais, bem como suas propriedades mecânicas. No entanto, existem incertezas provenientes da própria natureza de cada parâmetro, bem como dos processos de obtenção dos materiais, formas de utilização da construção, técnicas construtivas, métodos de análise e variações nos carregamentos que, se não tratadas adequadamente, podem gerar riscos excessivos a ponto de até comprometer, numa situação extrema, a segurança e/ou o uso das construções. Para considerar a presença de incertezas, alguns códigos atuais de projeto adotam os chamados coeficientes parciais de segurança. Tais coeficientes incidem sobre carregamentos e seus efeitos majorando-os e sobre as resistências dos materiais minorando-as. Assim, após a aplicação dos coeficientes de segurança, determinam-se a resistência e solitação de cálculo (motivo do índice “d” em R e S mostrados acima) para cada estado limite considerado no projeto. Na verdade, com esse procedimento, origina-se uma margem de segurança em função da magnitude desses coeficientes parciais de segurança adotados. De um modo geral, quanto maiores forem esses coeficientes, maior será a margem de segurança e, conseqüentemente, maior será o nível de segurança para o estado limite. Essa abordagem melhora a quantificação do desempenho das estruturas, pois considera de modo mais racional as incertezas inerentes aos parâmetros de projeto e requer a avaliação explícita das condições de segurança, tanto para situações em serviço quanto para estados extremos que configurem possíveis rupturas individuais e/ou do sistema como um todo (Ellingwood e Galambos [1]).

Os coeficientes de segurança, durante muitos anos, foram determinados de acordo com a experiência e julgamento de profissionais construtores e até mesmo aprimorados, a partir de acidentes e desastres das construções, evidenciando o processo construtivo da tentativa e erro. Foi somente a partir do final do século XVIII que os primeiros cálculos estruturais foram reconhecidos, sendo creditados a Coulomb e Navier, enquanto que apenas no fim do século XX

os avanços nos conceitos e métodos de análise estrutural, acompanhados da evolução e difusão dos computadores, permitiram o conhecimento mais aprofundado do comportamento das estruturas, possibilitando melhorias significativas nos projetos de engenharia (Ellingwood [2]). No entanto, as incertezas inerentes aos carregamentos, propriedades dos materiais, dimensões dos elementos estruturais entre outras permaneceram, de modo que, graças a essas incertezas, os riscos surgem nos projetos estruturais, dando origem a probabilidades de ocorrência de eventos desfavoráveis. As conseqüências, nesses casos, podem trazer sérios danos tanto em termos de perdas de vidas humanas quanto em termos econômicos para a sociedade. Para se evitarem esses tipos de acontecimentos, os códigos de projeto atuais adotam novamente os coeficientes de segurança, para que os comportamentos dos sistemas e, com isso, os riscos associados aos empreendimentos permaneçam dentro de limites aceitáveis para toda a sociedade.

Diante disso, surgem perguntas do tipo: a) se mesmo com o uso de coeficientes de segurança ainda existem riscos, quão seguras são as estruturas projetadas atualmente? b) ou ainda, qual a “distância” em termos de segurança entre uma situação de serviço e uma possível situação de falha para um determinado estado limite? Além disso, diante dos avanços na tecnologia de materiais, métodos de análise numérica e também cada vez menos recursos disponíveis para a construção de edifícios, surge a necessidade de melhorar a previsão do comportamento dos sistemas estruturais, bem como de avaliar de forma mais consistente a segurança dessas estruturas. Assim, a definição de coeficientes parciais de segurança com base na experiência e julgamento de profissionais não mais se justifica, o que introduz a necessidade de calibrar tais coeficientes de forma mais racional.

Durante as últimas décadas, os códigos de projeto baseados no método dos estados limites têm calibrado os coeficientes parciais de segurança a partir de abordagens probabilísticas. Existem diversos critérios para se realizar o processo de calibração desses coeficientes, de modo que resultem em um conjunto de valores que atendam todas as estruturas pertencentes a uma dada classe, definida no escopo do código [3 - 5]. A Teoria da Confiabilidade vem sendo utilizada para tal tarefa, uma vez que a natureza estocástica dos riscos, cargas acidentais, propriedades dos materiais, dimensões dos elementos e outras grandezas evidenciam a necessidade do tratamento probabilístico para a calibração dos coeficientes [2 e 6]. A grande vantagem dessa abordagem é que o método dos estados limites, com coeficientes de segurança calibrados com base em procedimentos probabilísticos, transformou a integral clássica que define o problema da confiabilidade estrutural [7] numa forma prática e direta para o uso em projetos, mesmo para profissionais que não são familiarizados com os conceitos da teoria da confiabilidade.

No entanto, os códigos de projeto adotam um conjunto fixo de coeficientes parciais de segurança que é aplicado a todas as estruturas presentes no domínio de aplicação do código. Isso faz com que os diferentes tipos de elementos estruturais dimensionados com tais coeficientes não apresentem níveis de segurança uniformes para os diversos estados limites. Essa abordagem tende a gerar sistemas estruturais com confiabilidade maior do que valores mínimos requeridos, superdimensionando as estruturas. Por outro lado, é possível que a adoção de coeficientes de segurança constantes gera estruturas com confiabilidade global menor do

que os valores mínimos recomendados, o que representa situações claramente contra a segurança [8 - 9]. Neste contexto, Mohamed et al. [9] evidenciaram a falta de uniformidade na segurança de pilares em concreto armado projetados com os coeficientes parciais propostos pelo Eurocode 2, considerando variações em parâmetros importantes como índice de esbelteza, resistência do concreto, excentricidade da carga axial e taxa de armadura longitudinal. Após a constatação da falta de uniformidade, propuseram uma metodologia para calibração dos coeficientes com base em um nível de confiabilidade uniforme. Castillo et al. [10] apresentaram uma metodologia de projeto otimizado com base em confiabilidade na qual as restrições de confiabilidade foram incorporadas à formulação do problema de otimização. Com isso, os coeficientes parciais de segurança aplicados às variáveis aleatórias utilizadas foram calibrados para que a estrutura dimensionada apresentasse confiabilidade uniforme e mínimo custo. O processo foi realizado considerando a ocorrência simultânea de mais de um modo de falha no projeto de uma viga de ponte rolante. Os autores observaram que nesses casos, o projeto otimizado torna ativa uma ou mais restrições de confiabilidade, calibrando os coeficientes parciais para essas restrições, porém deixa que as demais restrições fiquem inativas superando o valor requerido para a segurança nessas restrições. É importante salientar que a mesma confiabilidade alvo pode produzir diversas soluções que correspondem a diferentes combinações de coeficientes parciais, uma vez o processo de calibração pode ser realizado de várias maneiras. Um critério que oriente a escolha do melhor conjunto de coeficientes talvez possa ser adotado como aquele que gere o mínimo custo da estrutura (Gayton et al. [11]).

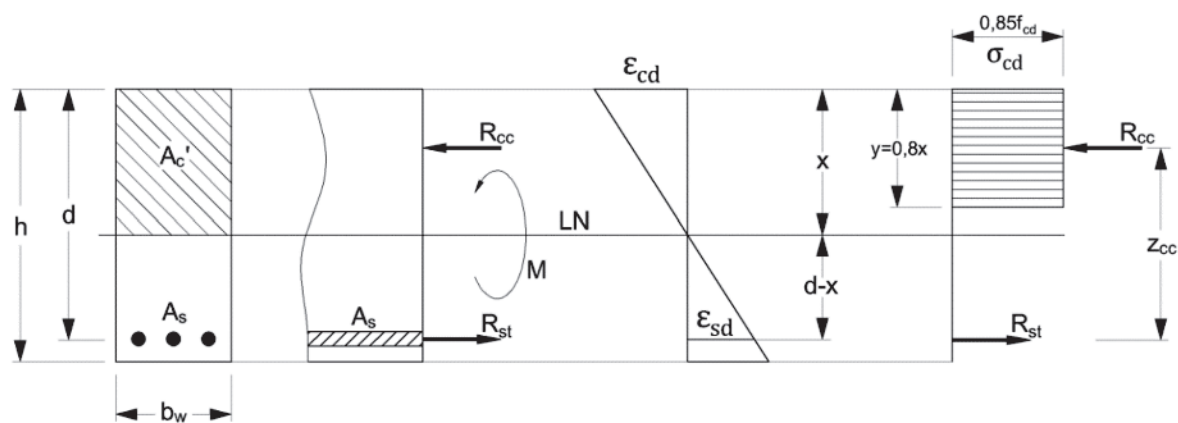
Stucchi e Santos [12] fizeram um estudo sobre a filosofia de projeto adotada nas normas brasileira ABNT NBR 6118 [13] e norte americana ACI 318-05 [14], comparando a confiabilidade obtida de vigas e lajes projetadas com ambos os códigos. Embora a maneira de consideração dos coeficientes de segurança seja diferente em ambos os códigos, o nível de segu-

rança obtido com cada um deles pode ser comparado a partir de análises de confiabilidade. Os autores também concluíram que ambos os códigos de projeto não proporcionam uniformidade da segurança em termos do índice de confiabilidade. Porém, o ACI apresentou melhor uniformidade do que a norma brasileira, pois considera diversos critérios de combinações de ações para o dimensionamento dos elementos estruturais, enquanto que a norma brasileira utiliza somente uma combinação para cargas permanentes e variáveis.

Uma vez detectada a deficiência dos códigos de projeto em proporcionar segurança uniforme para as estruturas inseridas em suas categorias, uma alternativa atual é a tentativa de propor métodos de calibração dos coeficientes parciais, com o objetivo de gerar níveis mais uniforme de segurança. Beck e Souza Jr [15] propuseram uma forma de calibração para os coeficientes parciais de segurança das normas brasileira ABNT NBR 8800 [16] e americana ANSI/AISC [17], a partir da solução de um problema de otimização escrito em termos dos índices de confiabilidade obtidos para os elementos estruturais comparados com valores requeridos. Foram testadas várias razões de carregamento entre cargas variáveis e permanentes, bem como entre cargas vento e permanentes. Os resultados mostraram que o novo conjunto de coeficientes parciais resultou em maior uniformidade na confiabilidade dos elementos projetados com ambos os códigos.

Diante desse contexto, o objetivo deste artigo é avaliar a uniformidade (ou falta dela) da segurança de vigas em concreto armado projetadas segundo os critérios da NBR 6118 [13] considerando os coeficientes parciais de segurança propostos e a variação da posição relativa da linha neutra e a razão de cargas atuantes. Em seguida, um processo de calibração dos coeficientes parciais de segurança foi proposto, com o objetivo de uniformizar a segurança das vigas para o estado limite último de perda de capacidade resistente ao momento fletor e, com isso, uma alternativa de dimensionamento das vigas com uso da confiabilidade foi realizada e comparada com o procedimento atual.

Figura 1 - Distribuição de tensões e deformações em vigas de C.A. com seção transversal retangular e armadura simples no estágio III



2. Resistência à flexão de vigas em concreto armado

A resistência de vigas em concreto armado de seção transversal retangular ao momento fletor provém das equações clássicas de equilíbrio ($\Sigma N = 0$ e $\Sigma M = 0$) e das prescrições recomendadas pela NBR 6118 [13]. A Figura 1 mostra a configuração utilizada para a obtenção da resistência ao momento fletor em vigas retangulares com armadura simples para valores de $f_{ck} \leq 50$ MPa.

O momento fletor interno resistente referente ao concreto comprimido (M_{Rcc}) e à armadura tracionada (M_{Rst}), bem como o momento fletor resistente da seção transversal (M_R) são dados respectivamente por:

$$M_{Rcc} = R_{cc} z_{cc} = M_{Rst} = R_{st} z_{cc} \quad (1)$$

$$M_{Rcc} = 0,68 b_w x f_{cd} (d - 0,4x) \quad (2)$$

$$M_{Rst} = \sigma_{sd} A_s (d - 0,4x) \quad (3)$$

$$M_R = M_{Rcc} = M_{Rst} \quad (4)$$

Substituindo a posição da linha neutra (x) pelo valor relativo adimensional ($b_x = x/d$) nas Equações (2) e (3) tem-se:

$$M_{Rcc} = 0,68 b_w \beta_x d^2 f_{cd} (1 - 0,4\beta_x) \quad (5)$$

$$M_{Rst} = \sigma_{sd} A_s d (1 - 0,4\beta_x) \quad (6)$$

No estado limite último, o momento resistente deve ser igual ou superior ao momento solicitante de cálculo (M_d), o que permite determinar a área de armadura tracionada necessária para a viga conforme:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} d (1 - 0,4\beta_x)} \quad (7)$$

A equação de equilíbrio em termos de forças horizontais ($\Sigma N = 0 \rightarrow R_{cc} - R_{st} = 0$) é dada por:

$$0,68 b_w d \beta_x f_{cd} - \sigma_{sd} A_s = 0 \quad (8)$$

Onde: b_w é a largura da seção transversal; f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, dada pelo f_{ck} (valor característico da resistência à compressão do concreto) minorado pelo coeficiente parcial de segurança $g_c = 1,4$; σ_{sd} é a tensão normal na armadura tracionada, que depende da posição da linha neutra. Nos casos dos domínios de deformação 2 e 3, situações mais usuais onde se encontram as vigas dimensionadas ao momento fletor, o aço já se encontra em escoamento. Assim, σ_{sd} é dada pelo f_{yk} (valor característico da tensão de escoamento do aço) dividido pelo coeficiente parcial de segurança $g_s = 1,15$ resultando na tensão de escoamento de cálculo do aço f_{yd} .

A Equação 5, que consiste no resultado do equilíbrio de momentos na seção transversal ($\Sigma M = 0$), somente pode ser aplicada a partir do conhecimento prévio da altura útil da seção transversal (d) e da posição relativa da linha neutra (b_x). Portanto, o dimensionamento é finalizado adotando-se uma dessas grandezas e, em seguida, aplicando-se o equilíbrio de forças na horizontal (Equação 8) para determinar a outra incógnita. Ambos os casos são bastante utilizados, ou seja, a altura das vigas pode ser adotada previamente em função do pré-dimensionamento ou de imposições arquitetônicas do projeto, bem como a posição da linha neutra pode ser fixada em função de critérios normativos (ductilidade, por exemplo) e de compatibilidade de deformações. Vale ressaltar que nessa descrição não foi considerada armadura de compressão.

Dessa forma, o que se verifica é que há uma grande variedade de soluções possíveis para a seção transversal das vigas, à medida que se adotam valores diferentes para a posição da linha neutra, mesmo mantendo-se os coeficientes parciais de segurança e a altura fixos.

3. Teoria da confiabilidade e métodos de análise

De modo geral, o objetivo das análises de confiabilidade estrutural está relacionado à determinação de probabilidades de ocorrência de cenários de interesse relacionados com o problema em estudo. Mais especificamente, em função das diversas incertezas inerentes aos parâmetros de projeto de sistemas estruturais, bem como aos processos de análise estrutural e até mesmo dos métodos construtivos, sempre haverá uma probabilidade de violação de um ou mais estados limites que definem o comportamento do sistema. Assim, a probabilidade de falha pode ser definida como uma medida de violação de um estado limite. Dentro desse contexto, os estados limites são representados por funções matemáticas descritas a partir de parâmetros determinísticos e aleatórios, definindo uma fronteira entre as regiões de segurança e de falha no domínio de possibilidades do problema. Matematicamente podem ser expressos por:

$$G(X, U) = f(x_1, x_2, \dots, x_n, U) \quad (9)$$

Onde: X é o conjunto de variáveis ou parâmetros aleatórios; U é o conjunto de parâmetros determinísticos. Quando $G = 0$ tem-se a definição do evento que provoca o estado limite.

Assim, cada realização do conjunto aleatório de parâmetros do sistema que viola a função de estado limite é considerada como um ponto no domínio de falha do problema. Adotando R como uma variável aleatória de resistência e S uma variável aleatória que define a sollicitação em um elemento estrutural, sendo ambas dependentes de X e U, uma das formas de escrever a Equação (9) pode ser dada por $G = R - S$. A probabilidade de falha (P_f) pode ser então definida como a probabilidade de $G < 0$, sendo escrita por:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_{-\infty-\infty}^{+\infty} f_{RS}(r, s) dr ds \quad (10)$$

Onde: f_{RS} é a função densidade de probabilidades conjunta das variáveis R e S; r e s são os valores assumidos para R e S a partir de cada realização dos parâmetros X e U.

No entanto, a avaliação direta da probabilidade de falha através da Equação (10) em termos práticos de projeto é muito complicada, uma vez que não se conhecem informações acerca da função conjunta de densidade de probabilidades das variáveis aleatórias. Para resolver essa questão, diversos métodos alternativos foram desenvolvidos para a determinação da probabilidade de falha, dentre os quais podem ser citados o FORM, SORM, Método de Superfícies de Respostas, Método de Simulação de Monte Carlo entre outros. Santos et al. [22] classificam os métodos alternativos para solução do problema como sendo: totalmente probabilísticos, pois consideram a distribuição conjunta com todas as variáveis aleatórias (simulação de Monte Carlo); totalmente probabilísticos com aproximações, onde a probabilidade de falha é calculada a partir da associação ao índice de confiabilidade (β) dada por $P_f \approx \Phi(-\beta)$, sendo $\Phi(\cdot)$ a função de distribuição acumulada inversa no espaço normal padrão (FORM, SORM). Mais detalhes sobre os métodos podem ser obtidos em Nowak e Collins [4].

4. Formulação do problema antes da calibração

O problema inicial antes da proposta de calibração dos coeficientes parciais de segurança foi formulado a partir da possibilidade de se obter diversas soluções diferentes para uma mesma viga, em função da posição da linha neutra na seção transversal. Além disso, com o objetivo de se verificar a influência das ações variáveis sobre a segurança das vigas, foram consideradas diversas razões de carga (R), definidas pelo quociente entre os momentos fletores nominais provenientes das ações variáveis (M_{nq}) e das ações permanentes (M_{ng}). Foram considerados os seguintes valores para a posição relativa da linha neutra: 0,167; 0,200; 0,231; 0,259; 0,280; 0,304; 0,333; 0,412; 0,466; 0,500; 0,538; 0,608 e 0,628. Da mesma forma, a razão de cargas assumiu os seguintes valores: 0,1; 0,3; 0,5; 0,7; 0,9; 1,1; 1,3 e 1,5. Os valores de resistência do concreto e do aço foram mantidos constantes no estudo com $f_{ck} = 20$ MPa e $f_{yk} = 500$ MPa, respectivamente.

Na primeira etapa, as vigas em concreto armado foram dimensionadas à flexão considerando-se largura fixa da seção transversal de 14 cm e altura útil fixa de 45 cm (altura total de 50 cm). Os coeficientes parciais minoradores da segurança dos materiais foram

mantidos os mesmos recomendados pela NBR 6118 [13], ou seja, $g_c = 1,4$ e $g_s = 1,15$. Em função desses parâmetros e para cada valor da posição relativa da linha neutra, a área de armadura de tração foi dimensionada a partir da Equação (8). Com os valores de armadura tracionada, o momento fletor resistente da seção transversal foi obtido para cada posição da linha neutra pela Equação (6).

Em seguida, foram realizadas as análises de confiabilidade para as diversas seções transversais dimensionadas na etapa anterior. Nesta etapa, os momentos fletores sollicitantes foram definidos a partir do momento resistente da viga, conforme:

$$M_R = \gamma_g M_{ng} + \gamma_q M_{nq} \quad (11)$$

Onde: M_R é o momento fletor resistente da seção transversal que, na condição de dimensionamento deve ser igual ao momento fletor total sollicitante de cálculo; M_{ng} e M_{nq} são respectivamente os momentos fletores nominais sollicitantes referentes às cargas permanente e variável; g_g e g_q são respectivamente os coeficientes parciais de segurança majoradores dos momentos fletores permanente e variável, ambos adotados como 1,4.

Uma vez que a razão de cargas é dada por $R = M_{nq} / M_{ng}$ e foi variada de 0,1 a 1,5 conforme já descrito, os valores de sollicitação foram obtidos conforme:

$$M_R = \gamma_g M_{ng} + \gamma_q R M_{ng} = M_{ng} (\gamma_g + \gamma_q R) \rightarrow M_{ng} = \frac{M_R}{(\gamma_g + \gamma_q R)} \quad (12)$$

$$M_{nq} = R M_{ng} \quad (13)$$

As variáveis aleatórias consideradas no estudo foram: resistência à compressão do concreto (f_c), resistência à tração do aço (f_y), momento fletor permanente (M_g) e momento fletor variável (M_q). A Tabela 1 ilustra as estatísticas associadas às variáveis com o objetivo de levar em conta suas incertezas.

A equação de estado limite representativa da segurança de vigas em concreto armado é dada por:

$$G = M_R - M_g - M_q \quad (14)$$

onde:

$$M_R = 0,408 b_w f_c d^2 \beta_x^2 + A_s f_y d (1 - \beta_x) \quad (15)$$

Tabela 1 – Variáveis aleatórias consideradas no problema

Variável aleatória	Média	C.O.V.	Distribuição de probabilidades	Referência
f_c (MPa)	25	12%	Lognormal	Mohamed et al. (2001)
f_y (MPa)	550	6%	Lognormal	Mohamed et al. (2001)
M_g (kNcm)	$1,05 \times M_{ng}$	10%	Normal	Ellingwood et al. (2001)
M_q (kNcm)	$1,00 \times M_{nq}$	25%	Gumbel para máximos I	Ellingwood et al. (2001)

As análises de confiabilidade foram realizadas considerando o FORM com acoplamento direto, no qual as derivadas de G são avaliadas implicitamente por diferenças finitas. A convergência no processo de busca foi escrita em termos da probabilidade de falha e do ponto de projeto com tolerância de 10^{-4} .

5. Resultados antes da calibração

A Tabela 2 ilustra as médias das variáveis aleatórias, considerando cada uma das razões de carregamento, bem como os índices de confiabilidade (β) obtidos na análise. Todos esses resultados referem-se a apenas um único valor da posição relativa da linha neutra. Esse processo foi repetido para todos os demais valores de b_x , o que conduziu a 104 análises no total.

A Figura 2 traz os resultados das análises das vigas em termos da variabilidade do índice de confiabilidade considerando as diversas posições da linha neutra para todas as razões de carregamento. A linha horizontal representa o valor alvo de $\beta = 3,8$ recomendado pelo Eurocode 2 [20] para estados limites últimos. As linhas verticais contêm os resultados para todos os valores de R para a mesma posição da linha neutra, sendo que os pontos no extremo superior referem-se a $R = 0,1$ enquanto que os pontos no extremo inferior representam $R = 1,5$.

Considerando todas as possibilidades para a posição da linha neutra na mesma seção transversal e as diversas razões de carga, o índice de confiabilidade resultou entre $b_{\min} = 3,21$ e $b_{\max} = 6,72$ refletindo em probabilidades de falha $P_{f,\min} = 8,89 \times 10^{-12}$ e $P_{f,\max} = 6,64 \times 10^{-4}$. Esta grande diferença mostra a falta de uniformidade na segurança das vigas projetadas com o conjunto fixo de coeficientes de segurança. Além disso, verificou-se que em alguns

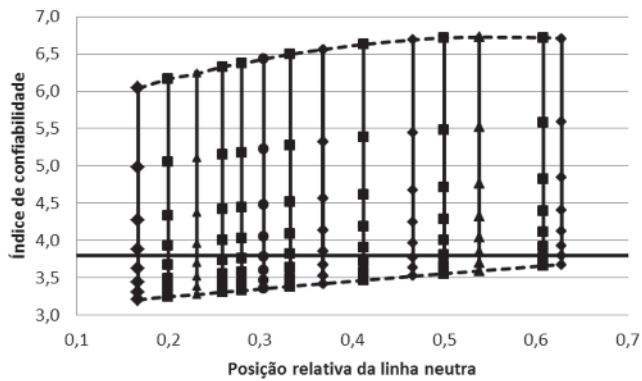
casos, o índice de confiabilidade resultou menor do que o valor limite recomendado pelo Eurocode 2, o que representa claramente uma situação de projeto contra a segurança. As situações de projeto com valores de R mais elevados, isto é, no caso em que a solicitação variável aumenta em relação à solicitação permanente resultaram em menores índices de confiabilidade, quando comparadas com vigas projetadas para baixas razões de carga. Isto é coerente, pois as incertezas presentes na quantificação das ações variáveis são significativamente maiores do que as incertezas observadas nas ações permanentes, o que resulta em menor segurança estrutural. Da mesma forma, como a altura das vigas foi mantida sempre constante, valores maiores de b_x também resultaram em maiores momentos fletores resistentes, sugerindo aumento da segurança à flexão, uma vez que a quantidade de armadura longitudinal nesses casos também aumentou. Portanto, para situações onde a altura das vigas é limitada por questões arquitetônicas e mantida fixa, valores mais elevados na posição da linha neutra produzem maiores momentos fletores resistentes. No entanto, vale ressaltar que em situações como essa, a ruína do elemento pode ocorrer através de ruptura brusca por esmagamento do concreto nas fibras comprimidas. Essa condição sempre deve ser evitada em projeto de vigas em concreto armado, pois altera o comportamento das vigas de dúctil para frágil, resultando numa situação perigosa na prática. Por essa razão, a NBR 6118 [13] limita a posição relativa da linha neutra em função da classe de resistência à compressão do concreto, com o objetivo de evitar dimensionamentos que resultem na condição de ruptura frágil, com uso excessivo de armadura longitudinal.

Os valores médios obtidos para o índice de confiabilidade para cada posição da linha neutra resultaram, de modo geral, entre 4,0

Tabela 2 – Resultados em termos do índice de confiabilidade para $\beta_x = 0,167$

f_{ck} (MPa)	R	$f_{c,médio}$ (MPa)	$f_{y,médio}$ (MPa)	$M_{g,médio}$ (kNcm)	$M_{q,médio}$ (kNcm)	β
20	0,1	25	550	2926,3	278,7	6,04
	0,3			2476,1	707,5	4,98
	0,5			2146,0	1021,9	4,28
	0,7			1893,5	1262,3	3,88
	0,9			1694,2	1452,2	3,62
	1,1			1532,8	1605,8	3,44
	1,3			1399,6	1732,8	3,31
	1,5			1287,6	1839,4	3,21

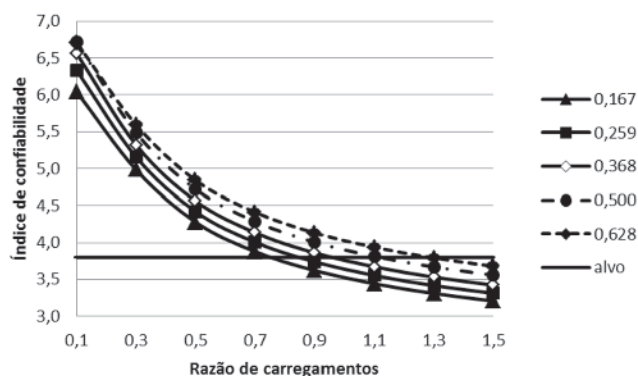
Figura 2 - Variabilidade da segurança das vigas projetadas antes do processo de calibração: índice de confiabilidade como função de β_x e R



e 5,0. Isto significa que, na média, o projeto de vigas em concreto armado considerando os coeficientes parciais de segurança da NBR 6118 [13] encontra-se aceitável e ainda não tão distante do valor alvo de $\beta = 3,8$.

Na Figura 3 foi representada a evolução do índice de confiabilidade para alguns valores da posição relativa da linha neutra em função da razão de carregamentos. O que se observa é que à medida que o efeito da carga variável aumenta sobre o comportamento estrutural, o nível de segurança das vigas diminui. Neste caso, como a altura da seção transversal foi mantida fixa, valores de b_x mais elevados resultaram em maior segurança ao momento fletor. Considerando $b_x = 0,500$ verifica-se que apenas para valores de $R \geq 1,1$ é que se obtém $\beta < 3,8$. Para razões de carga entre 0,3 e 0,7 que correspondem à boa parte das situações usuais na prática em estruturas de concreto armado, o índice de confiabilidade resultou

Figura 3 - Variação do índice de confiabilidade em função da razão de cargas e da posição relativa da linha neutra



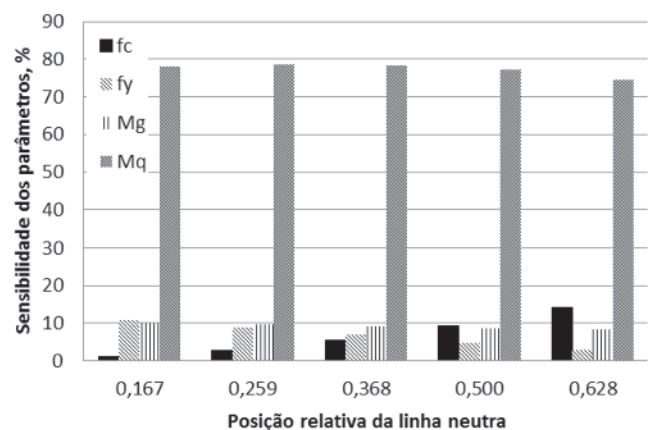
entre os valores 4,0 e 5,0 conforme já observado. Isto permite concluir que para vigas dimensionadas no domínio 3 de deformações, a segurança contra o momento fletor é verificada.

Entretanto, vale ressaltar que em função da falta de uniformidade observada, o uso do conjunto fixo de coeficientes parciais pode conduzir a estruturas dimensionadas contra a segurança. Por outro lado, é possível também que as vigas projetadas apresentem excessivos níveis de segurança, como nos casos onde a parcela das ações variáveis é muito pequena em relação à componente permanente. Nesses casos, claramente observa-se que as estruturas resultam superdimensionadas e ao mesmo tempo antieconômicas. Outro resultado que merece ser discutido é a sensibilidade das variáveis aleatórias e sua evolução ao longo da análise paramétrica realizada. A Figura 4 ilustra as sensibilidades médias das variáveis obtidas considerando todas as razões de carregamento para algumas posições relativas da linha neutra. Como nenhuma restrição de ductilidade foi imposta nesta análise, observou-se que a importância da resistência do concreto aumenta à medida que a posição da linha neutra também aumenta. Por outro lado, a resistência do aço sofre o processo inverso. Assim, conforme a posição da linha neutra aumenta, a parcela resistente de concreto ao momento fletor também aumenta, ao passo que a parcela da armadura diminui, conforme pode ser observado na Equação (15). Com relação aos momentos fletores solicitantes, a parcela do momento variável é muito mais influente do que a parcela do momento fletor permanente. Esse comportamento se torna mais evidente, à medida que a razão de cargas R aumenta.

6. Formulação do problema para calibração

Com o objetivo de obter níveis de segurança mais uniformes no projeto de vigas em concreto armado submetidas ao momento fletor, foi realizado um procedimento de calibração dos coeficientes parciais das variáveis aleatórias com base na sugestão de Mo-

Figura 4 - Variação na sensibilidade das variáveis aleatórias com relação à probabilidade de falha das vigas à flexão antes da calibração



hamed et al. [9]. De forma geral, os coeficientes parciais de segurança, sejam eles minoradores de resistência (γ_R) ou majoradores (γ_f) de efeitos de cargas, podem ser escritos conforme:

$$\gamma_R = \frac{X_k}{X_d} \quad (16)$$

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} \quad (17)$$

Onde: X_k e X_d são, respectivamente, os valores característicos e de cálculo dos parâmetros de projeto considerados.

No caso dos valores característicos, estes são obtidos a partir de quantis que garantam que a superação de tais valores seja muito pouco provável (em geral, admite-se para esse quantil o valor de 5%). Já para os valores de cálculo, estes são definidos pela análise de confiabilidade, no qual a coordenada do ponto de projeto referente à variável analisada (X) é dada no espaço normal padrão por:

$$X_d = X^* = -\alpha_X \beta \quad (18)$$

Onde: α_X corresponde ao cosseno diretor da variável aleatória X ; β é o índice de confiabilidade obtido na iteração.

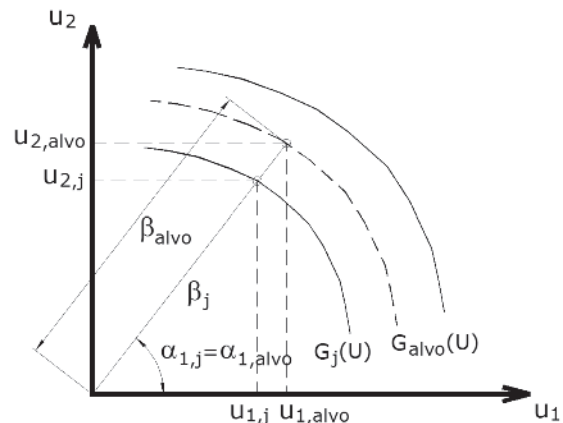
Conforme Mohamed et al. [9], o valor característico de uma variável, independente do tipo de distribuição de probabilidades, pode ser escrito em função da média (m_X) e do desvio-padrão (s_X) na forma: $X_k = \mu_X \pm \delta \sigma_X$, onde δ expressa a probabilidade (nível de confiança) de que o valor X_k seja ultrapassado. No caso da resistência à compressão do concreto, admitindo distribuição normal de probabilidades e o quantil de 5% para a definição do valor característico, δ assume o valor de 1,645. Para as demais distribuições de probabilidades, X_k pode ser dado de forma geral por:

$$P[X > X_k] (\text{variável resistência}) \rightarrow X_k = F_X^{-1}(1-p) \quad (19)$$

$$P[X < X_k] (\text{variável solicitação}) \rightarrow X_k = F_X^{-1}(p) \quad (20)$$

Onde: F_X^{-1} é a inversa da distribuição acumulada de probabilidades da variável aleatória; X é o valor avaliado da variável aleatória; p corresponde ao nível de confiança que define a probabilidade requerida para que a variável viole o valor característico. No caso de uma variável de resistência e nível de confiança de 5%, a probabilidade de que o valor considerado para a resistência supere

Figura 5 - Hipótese adotada para a calibração dos coeficientes parciais: cossenos diretores permanecem constantes



X_k é de 95%. Por outro lado, para uma variável de solicitação com o mesmo nível de confiança, em apenas 5% das vezes o valor considerado pode superar X_k .

Portanto, as Equações (16) e (17) podem ser reescritas, respectivamente, conforme:

$$\gamma_R = \frac{X_k}{X_d} = \frac{F_X^{-1}(1-p)}{F_X^{-1}[\Phi(-\alpha_X \beta)]} \quad (21)$$

$$\gamma_f = \frac{X_d}{X_k} = \frac{F_X^{-1}[\Phi(-\alpha_X \beta)]}{F_X^{-1}(p)} \quad (22)$$

Onde: Φ é a função acumulada de probabilidades normal padrão. A hipótese adotada para a calibração dos coeficientes parciais consiste em escolher um valor alvo para o índice de confiabilidade e admitir que os cossenos diretores das variáveis aleatórias sejam mantidos constantes. Com isso, a origem do sistema normal padrão é transladada de modo que a distância da origem até o ponto de projeto seja igual ao índice de confiabilidade alvo (Figura 5).

Para o processo de calibração, o índice de confiabilidade alvo escolhido foi o de 3,8 recomendado pelo Eurocode 2 [20] para estados limites últimos. Os cossenos diretores das variáveis aleatórias utilizados foram obtidos pela análise de confiabilidade, via FORM, realizada na etapa anterior, isto é, durante a fase de avaliação da segurança das vigas antes da calibração.

Com o objetivo de se verificar todas as possibilidades no processo de calibração, os coeficientes parciais foram obtidos considerando-se todos os valores da posição relativa da linha neutra para cada razão de carregamentos. Assim, foram realizadas 104 calibrações dos coeficientes parciais contemplando todos os casos idealizados para o projeto das vigas.

Tabela 3 – Resultados do processo de calibração para $\beta_x = 0,167$

R	f_c (MPa)	f_y (MPa)	M_g (kNcm)	M_q (kNcm)	γ_c	γ_y	γ_g	γ_q	β
0,1	23,2	485,6	6263,1	545,1	0,86	1,03	1,36	1,18	3,80
0,3	23,6	504,3	4537,2	2424,9	0,85	0,99	1,22	2,18	3,78
0,5	23,9	514,9	3413,6	3667,6	0,84	0,97	1,15	2,48	3,80
0,7	24,0	519,4	2743,2	4377,9	0,83	0,96	1,13	2,57	3,80
0,9	24,0	522,1	2293,3	4843,0	0,83	0,96	1,11	2,60	3,79
1,1	24,1	523,8	1971,5	5186,4	0,83	0,95	1,10	2,63	3,80
1,3	24,1	524,9	1728,8	5443,8	0,83	0,95	1,09	2,64	3,80
1,5	24,1	525,7	1539,4	5644,1	0,83	0,95	1,09	2,65	3,80

7. Resultados após calibração

A Tabela 3 traz os resultados obtidos com o processo de calibração, em termos dos novos coeficientes parciais de segurança, das coordenadas do ponto de projeto no espaço físico e dos índices de confiabilidade para o caso de $\beta_x = 0,167$ em todas as razões de carregamento. A Figura 6 ilustra os índices de confiabilidade das vigas projetadas com os novos valores dos coeficientes parciais de segurança, considerando todas as combinações entre a razão de cargas e a posição relativa da linha neutra. Conforme pode ser observado, o projeto das vigas com o uso dos coeficientes parciais calibrados resultou em uniformidade da segurança quanto ao momento fletor, atingindo o valor alvo de 3,8 especificado para o ELU.

A Figura 7 mostra os coeficientes parciais de segurança para cada razão de carregamentos, obtidos fazendo-se a média aritmética entre os valores calibrados para as várias posições relativas da linha neutra. Os coeficientes parciais para as resistências do concreto e do aço resultaram ligeiramente inferiores à unidade, o que significa que os valores característicos foram mais pessimistas que os valores de projeto. O coeficiente parcial para a ação permanente variou

entre 1,09 (R = 1,5) e 1,35 (R = 0,1), enquanto que para a ação variável, a variação foi de 1,18 (R = 0,1) a 2,64 (R = 1,5). À medida que R aumenta e, com isso, a importância da ação variável aumenta, consequentemente, o valor do seu coeficiente parcial também aumenta. Os valores elevados acima de 2,00 refletem a maior incerteza inerente a essa variável quando comparada com as demais.

Com relação aos fatores de sensibilidade das variáveis aleatórias, o mesmo comportamento geral foi observado quando comparado aos resultados antes da calibração, conforme pode ser visto na Figura 8. A influência das variáveis de resistência do concreto e do aço é significativamente sensível à posição relativa da linha neutra, alterando sua importância à medida que β_x aumenta. Já os parâmetros que dependem das ações permanente e variável, que no caso são dados pelos momentos fletores, são mais sensíveis à variação da razão de carregamentos do que à posição da linha neutra.

Os resultados mostraram que em virtude da calibração dos coeficientes parciais de segurança das resistências e das ações atuantes foi possível obter uniformidade na segurança das vigas em concreto ar-

Figura 6 – Variabilidade da segurança das vigas projetadas após o processo de calibração: índice de confiabilidade como função de β_x e R

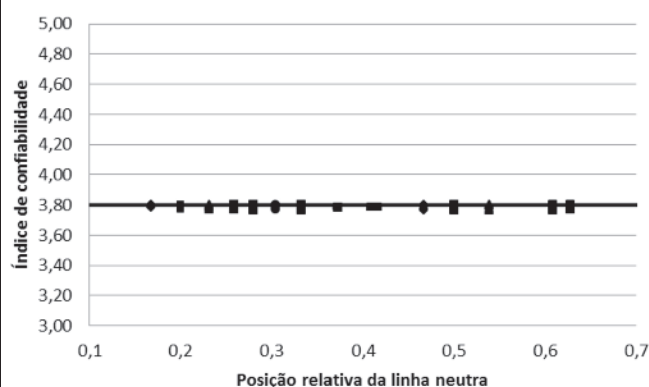


Figura 7 – Variabilidade dos coeficientes parciais de segurança após o processo de calibração em função de R

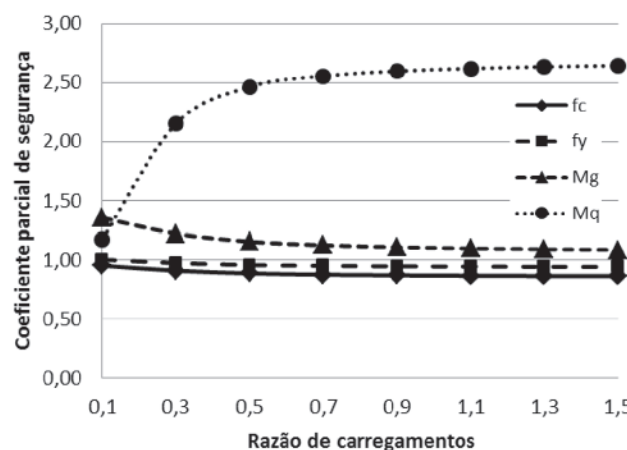
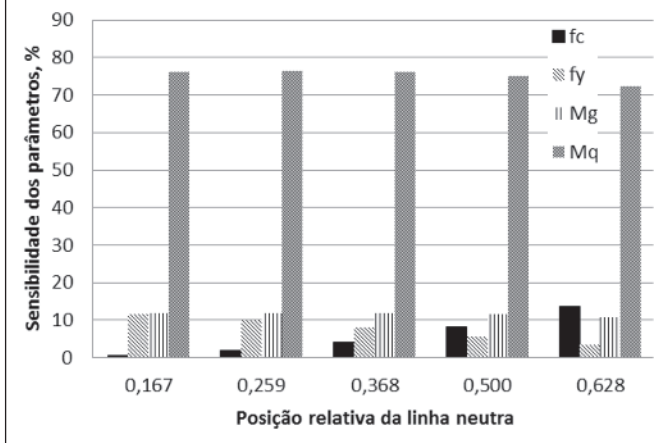


Figura 8 - Variação na sensibilidade das variáveis aleatórias com relação à probabilidade de falha das vigas à flexão após a calibração



mado solicitadas por momentos fletores. Dessa forma, ao invés de se utilizar um único conjunto de coeficientes parciais para todos os tipos de estruturas ou possibilidades de dimensionamento, um conjunto desses coeficientes é calibrado considerando as particularidades de cada projeto, para que o nível de segurança desejado seja de fato alcançado. A principal desvantagem desse tipo de abordagem consiste em não apresentar um conjunto fixo de coeficientes parciais de segurança, o que em princípio pode causar estranheza entre os projetistas. Além disso, a calibração desses coeficientes exige o conhecimento, mesmo que mínimo, acerca de conceitos estatísticos e da teoria da confiabilidade. Tais conceitos não são de trato fácil e amplo domínio entre os profissionais que atuam na prática da engenharia estrutural atual. No entanto, a abordagem traz uma grande vantagem: a partir do processo de calibração dos coeficientes parciais é possível especificar e obter o nível de segurança do sistema estrutural conforme a necessidade particular de cada projeto. Com isso, mesmo que parâmetros importantes como a razão de cargas e a posição da linha neutra sejam alterados no projeto, a segurança obtida para o sistema permanece a mesma.

Outro aspecto importante e que deve ser discutido está relacionado com a possibilidade de se obter um conjunto qualquer de coeficientes parciais de segurança para que a confiabilidade alvo seja atingida. Ao variar cada um dos valores dos coeficientes para mais ou menos, basta ajustar os demais que o índice de confiabilidade não se altera, mostrando as diversas possibilidades para adoção dos coeficientes parciais de segurança. Assim, para que o melhor conjunto seja adotado, é necessário o uso de outro critério em conjunto com o processo de calibração, como por exemplo, o mínimo custo referente à solução dimensionada para que a solução ótima seja atingida. O critério de mínimo custo no processo de calibração não foi considerado neste trabalho.

8. Proposta de método simplificado para dimensionamento

A partir dos resultados obtidos com o processo de calibração dos

coeficientes parciais de segurança, foi proposto um método alternativo simplificado para dimensionamento à flexão de vigas em concreto armado, cujas etapas estão descritas a seguir:

1. Escolha do nível de segurança desejado, fixando-se um valor para o índice de confiabilidade alvo;
2. Escolha da posição relativa da linha neutra na seção transversal para o estado limite último;
3. Após a quantificação das cargas atuantes sobre a viga, cálculo da razão de cargas R;
4. Cálculo dos cossenos diretores (α_i) para cada variável aleatória no processo, que no caso são: fc, fy, Mg e Mq;
5. Cálculo dos coeficientes parciais de segurança das variáveis a partir das Equações 21 e 22;
6. Dimensionamento da seção transversal da viga, obtendo-se a altura útil e a área de armadura de tração.

A maior dificuldade nesse processo consiste em determinar os cossenos diretores das variáveis de projeto. A maneira mais direta é realizar uma análise de confiabilidade via FORM, por exemplo, para a obtenção dessas sensibilidades, a partir das estatísticas das variáveis aleatórias. Porém, o uso dessa alternativa ficaria bastante restrito ao domínio de ferramentas computacionais robustas para a avaliação da confiabilidade estrutural, inviabilizando a aplicação do método alternativo de dimensionamento. Com o objetivo de contornar esse problema, foi proposta uma maneira aproximada de se obter os cossenos diretores sem a necessidade de realizar análises de confiabilidade. Como a posição relativa da linha neutra e a razão de cargas são grandezas importantes para a segurança estrutural das vigas, foram adotados polinômios completos do 2º e 4º graus para a aproximação de cada cosseno diretor. Nogueira e Pinto [18] apresentaram resultados desse procedimento considerando polinômios do 2º grau e concluíram que o nível de segurança final obtido oscilava em torno do valor do índice de confiabilidade alvo. Os autores concluíram que polinômios do 2º grau não eram suficientemente capazes de representar com precisão os resultados dos cossenos diretores obtidos nas análises de confiabilidade. Além disso, o estudo considerou valores de R entre 0,1 e 5,0 com variação não constante, o que aumentou a dispersão dos resultados, prejudicando a qualidade da calibração.

De forma geral, os polinômios completos de 4º considerados podem ser escritos conforme:

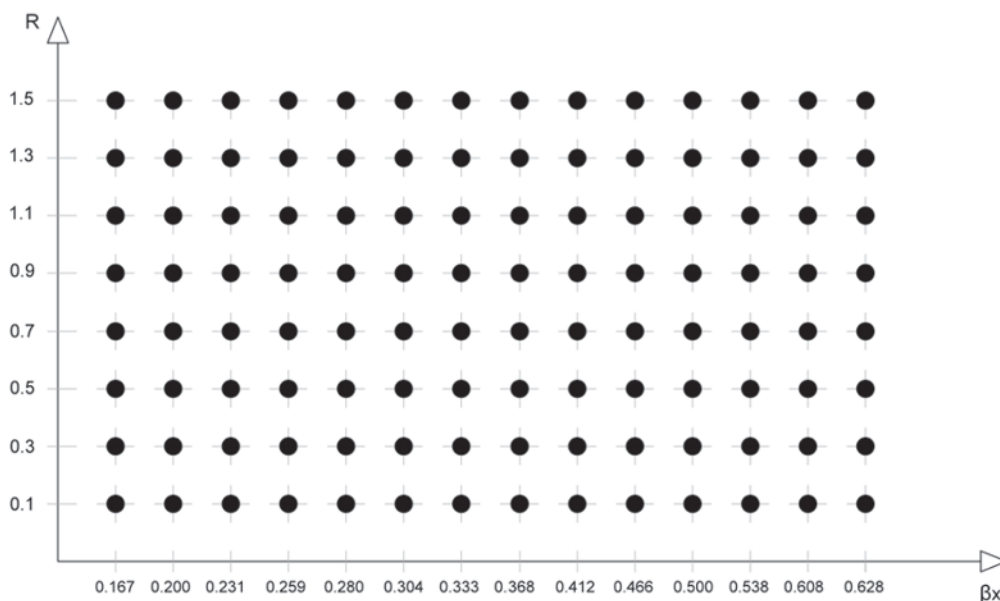
$$\alpha_i = m_0 + m_1\beta_x + m_2R + m_3\beta_x^2 + m_4R^2 + m_5\beta_xR + m_6\beta_x^3 + m_7R^3 + m_8\beta_xR^2 + m_9\beta_x^2R + m_{10}\beta_x^2R^2 + m_{11}\beta_x^4 + m_{12}R^4 + m_{13}\beta_xR^3 + m_{14}\beta_x^3R + m_{15}\beta_x^3R^3 + m_{16}\beta_x^2R^3 + m_{17}\beta_x^3R^2 \quad (23)$$

Onde: m_i são os coeficientes do polinômio aproximador dos cossenos diretores a serem determinados.

O método dos mínimos quadrados foi utilizado para a determinação dos coeficientes dos polinômios, a partir da minimização da função erro dada por:

$$erro = \min \sum_{i=1}^{np} [\alpha(\beta_x, R)_i - \alpha_{FORM,i}]^2 \quad (24)$$

Figura 9 – Plano de experimentos para obtenção dos coeficientes dos polinômios que definem os cossenos diretores das variáveis aleatórias



Onde: $\alpha(\beta x, R)_i$ corresponde ao valor do cosseno diretor da variável considerada para o ponto i ; $\alpha_{FORM,i}$ é o valor do mesmo cosseno diretor, porém obtido com a análise de confiabilidade original via FORM; n_p é o número de pontos do plano de experimentos considerado para o processo de regressão. O algoritmo de solução da Equação (24) encontra-se descrito em detalhes em Nogueira [19]. O plano de experimentos utilizado para a solução desse problema foi definido a partir de todas as combinações consideradas entre β_x e R no processo de calibração dos coeficientes parciais de segurança, conforme ilustrado na Figura 9.

Assim, cada ponto do plano corresponde ao par ordenado β_x, R que gerou uma viga dimensionada e, consequentemente, um conjunto de valores para os cossenos diretores das variáveis aleatórias após a análise de confiabilidade. As Equações (25), (26),

(27) e (28) trazem os polinômios finais para os cossenos diretores da resistência à compressão do concreto, resistência do aço, momento fletor permanente e momento fletor variável.

$$\alpha_{f_c} = 0,01068 + 0,89019\beta_x - 0,14441R + 0,91918\beta_x^2 + 0,39157R^2 - 1,31285\beta_x R - 0,87883\beta_x^3 - 0,37175R^3 + 1,04762\beta_x R^2 - 2,88967\beta_x^2 R + 3,26669\beta_x^2 R^2 - 0,05492\beta_x^4 + 0,11469R^4 - 0,28504\beta_x R^3 + 3,76509\beta_x^2 R + 1,54548\beta_x^3 R^3 - 1,14201\beta_x^2 R^3 - 4,37646\beta_x^2 R^2 \quad (25)$$

$$\alpha_{f_y} = 0,74758 - 0,18110\beta_x - 1,36333R - 0,76531\beta_x^2 + 1,55151R^2 - 0,23677\beta_x R + 0,03935\beta_x^3 - 0,81381R^3 + 0,41170\beta_x R^2 + 2,56287\beta_x^2 R - 2,73007\beta_x^2 R^2 + 0,11055\beta_x^4 + 0,15995R^4 - 0,16771\beta_x R^3 - 0,80757\beta_x^2 R - 0,30052\beta_x^3 R^3 + 0,92034\beta_x^2 R^3 + 0,87641\beta_x^2 R^2 \quad (26)$$

Figura 10 – Comportamento do cosseno diretor da variável resistência do concreto

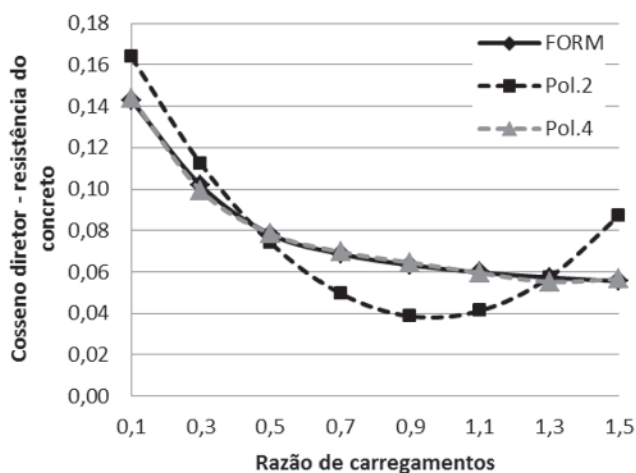
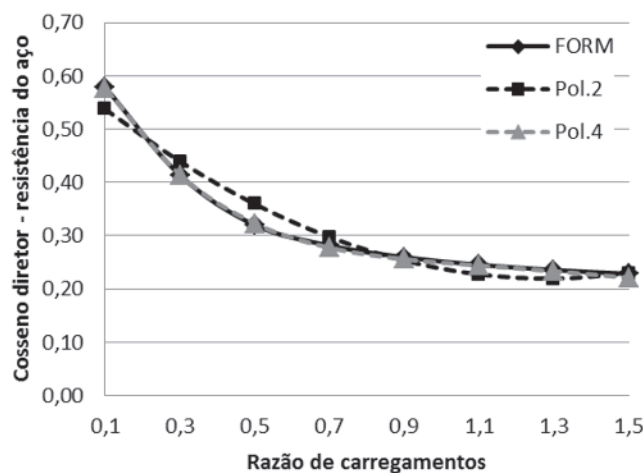


Figura 11 – Comportamento do cosseno diretor da variável resistência do aço



$$\alpha_{M\theta} = -0,98668 - 0,31458\beta_x + 2,77008R + 0,46710\beta_x^2 - 3,62402R^2 + 1,07523\beta_x R + 0,15813\beta_x^3 + 2,21814R^3 - 1,17569\beta_x R^2 - 1,35814\beta_x^2 R + 1,43383\beta_x^2 R^2 + 0,07304\beta_x^3 + 0,51138R^4 + 0,39650\beta_x R^3 + 1,21408\beta_x^2 R + 0,52928\beta_x^3 R^3 + 0,47242\beta_x^2 R^3 + 1,47248\beta_x^3 R^2 \quad (27)$$

$$\alpha_{M\theta} = 0,26110 - 0,12803\beta_x - 5,70248R + 0,26403\beta_x^2 + 9,71235R^2 - 0,14988\beta_x R - 0,06628\beta_x^3 + 7,00432R^3 + 0,05158\beta_x R^2 + 0,99148\beta_x^2 R + 1,11111\beta_x^3 R^2 + 0,01497\beta_x^3 + 1,80209R^4 - 0,00353\beta_x R^2 + 1,58695\beta_x^2 R + 0,86056\beta_x^3 R^3 - 0,38191\beta_x^3 R^3 - 2,25027\beta_x^3 R^2 \quad (28)$$

As Figuras 10 a 13 ilustram a precisão do polinômio de 4º para obtenção dos cossenos diretores, comparado às soluções dadas por Nogueira e Pinto [18] com polinômio de 2º e pelo FORM. Com isso, durante o dimensionamento das vigas pelo método proposto, basta calcular os valores dos cossenos diretores pelas Equações (25) a (28) sem a necessidade de realizar análises de confiabilidade auxiliares.

9. Exemplo de cálculo

Para fins de demonstração do método simplificado proposto neste trabalho, uma viga em concreto armado foi dimensionada ao momento fletor, variando-se a utilização da estrutura e consequentemente a razão de carregamentos. A Figura 14 mostra as características do pavimento fictício considerado, bem como a viga V2 escolhida para o dimensionamento.

As cargas permanentes foram calculadas considerando-se: laje maciça em concreto armado com espessura de 10 cm; regularização sobre a laje em argamassa de cimento e areia com espessura de 2 cm; piso cerâmico sobre a regularização com peso específico de 18 kN/m³ e espessura de 6 mm; forro de revestimento na parte inferior da laje em argamassa de cimento e areia com espessura de 1 cm. Todos os valores dos pesos específicos dos materiais foram obtidos da ABNT NBR 6120 [21]. A carga total permanente na laje foi de 3,24 kN/m², o que gerou carga permanente (g) uniformemente distribuída transmitida para a viga V2 de 16,2 kN/m. Com relação à sobrecarga de utilização (q) considerada sobre toda a laje, foram adotados os valores recomendados pela NBR 6120 [21] de acordo com a funcionalidade da edificação. Assim, a

seguinte legenda foi adotada: A – terraços ou forros sem acesso de pessoas; B – dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro; C – despensa, área de serviço e lavanderia; D – sala de leitura em bibliotecas; E – garagens para veículos de passeios; F – arquibancadas; G – salão de dança e ginásio de esportes. Essas nomenclaturas estão colocadas na coluna “Tipo” na Tabela 4.

Para efeito de comparação, as vigas foram dimensionadas considerando os coeficientes parciais de segurança convencionais da NBR 6118 [13] e em seguida, considerando os coeficientes parciais calibrados de acordo com o processo proposto. A largura da viga foi mantida constante no valor de 14 cm e as resistências características do concreto e do aço foram adotadas, respectivamente, nos valores de 20 MPa e 500 MPa. Os coeficientes de segurança foram calibrados para índice de confiabilidade alvo de 3,8. Em todos os casos, a posição relativa da linha neutra no ELU foi adotada e mantida constante em 0,45 para que a restrição da ductilidade imposta pela NBR 6118 [13] fosse sempre respeitada. A Tabela 4 reúne os resultados obtidos nesta análise. Conforme pode ser observado, as maiores diferenças entre ambos os métodos de cálculo encontram-se para valores baixos da razão de carregamentos. Isso mostra que em situações em que as cargas variáveis são significativamente menores que as cargas permanentes, os coeficientes parciais utilizados pela NBR 6118 [13] conduzem a dimensionamentos excessivamente seguros. Esse comportamento se altera à medida que R aumenta, onde o nível de segurança das vigas à flexão tende a diminuir, violando o limite de 3,8 proposto pelo Eurocode 2 [20]. Assim, a falta de uniformidade na segurança das vigas fica evidenciada. Por outro lado, ao se calibrar os coeficientes parciais de acordo com a necessidade do projeto, é possível obter uniformidade na segurança estrutural, conforme valores dos índices de confiabilidade obtidos na análise. O $b_{\text{médio}}$ obtido com o modelo proposto foi de 3,80 enquanto que para o modelo da NBR 6118 [13] foi de 4,50, o que demonstra mais uma vez que o processo de calibração proposto permite, além de atingir o nível de segurança alvo especificado em projeto, garantir uniformidade da segurança estrutural.

10. Conclusões

Neste artigo foi apresentado um estudo sobre a segurança de vigas em concreto armado dimensionadas ao momento fletor,

Figura 12 - Comportamento do cosseno diretor da variável momento fletor permanente

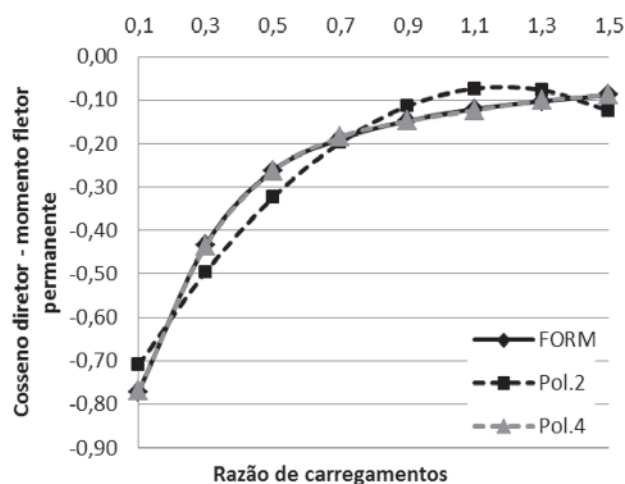


Figura 13 - Comportamento do cosseno diretor da variável momento fletor variável

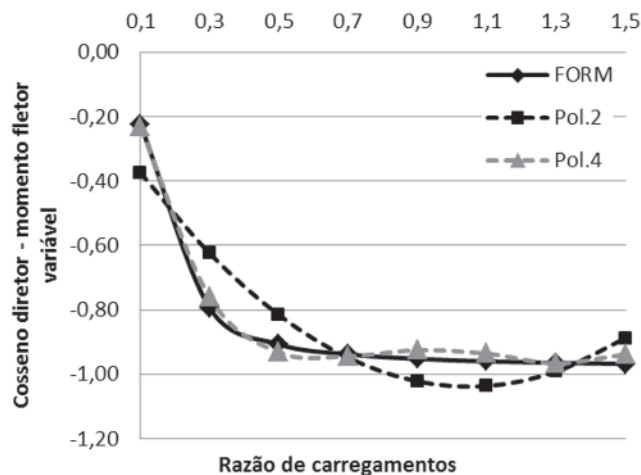
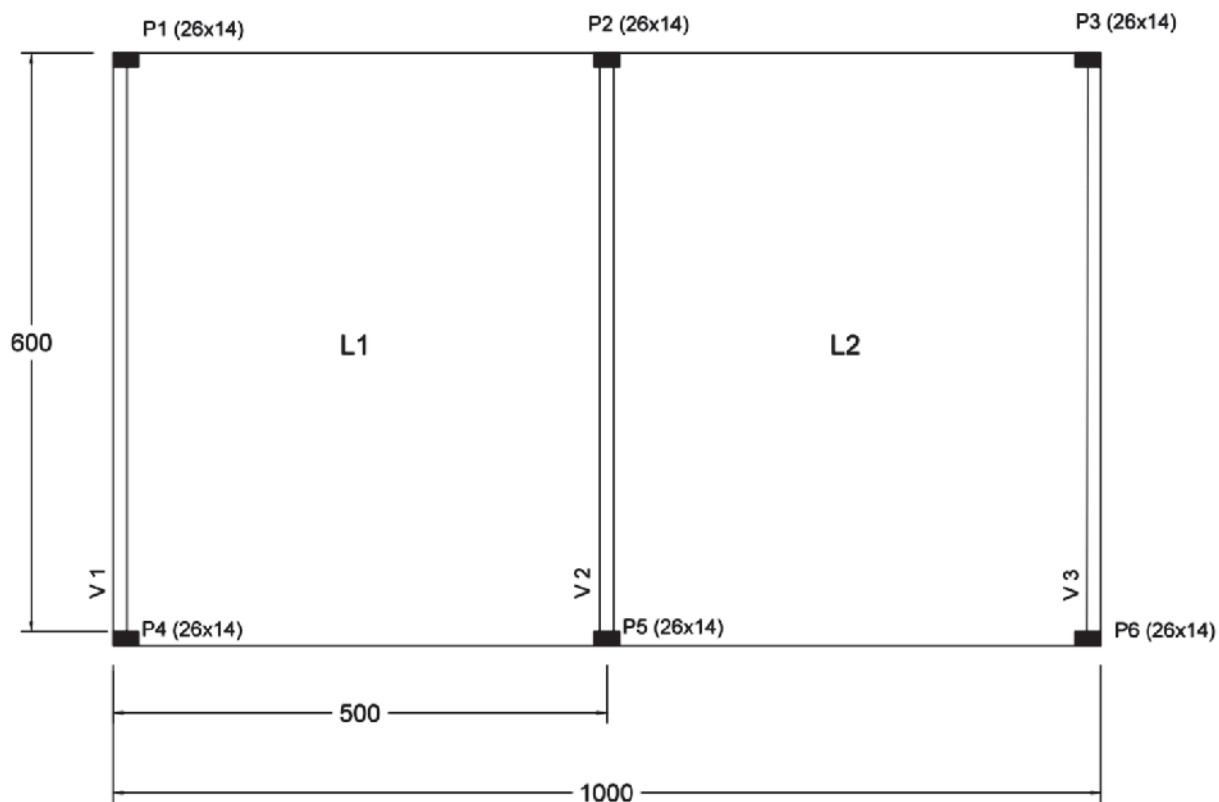


Figura 14 - Pavimento considerado na análise: dimensões em centímetros



considerando o conjunto de coeficientes parciais para as resistências dos materiais (aço e concreto) e para as solicitações (momentos fletores permanentes e variáveis) através da teoria da confiabilidade. Após a realização das análises, as seguintes conclusões foram apontadas:

- Verificou-se, de fato, a falta de uniformidade na segurança

das vigas ao momento fletor quando estas são dimensionadas sempre com os mesmos valores de coeficientes parciais de segurança para situações diferentes de posição da linha neutra e razão de carregamentos. O uso dos mesmos valores de coeficientes parciais não leva em conta a influência da posição da linha neutra, bem como da proporção entre os

Tabela 4 - Dimensionamento das vigas considerando os coeficientes parciais calibrados e os convencionais

Tipo	q (kN/m ²)	R	Método proposto			NBR 6118		
			d (cm)	A _s (cm ²)	β	d (cm)	A _s (cm ²)	β
A	0,5	0,14	40,15	7,01	3,70	49,50	6,97	6,51
B	1,5	0,42	46,84	8,43	3,86	55,20	7,77	4,92
C	2,0	0,56	50,44	9,16	3,90	57,85	8,14	4,51
D	2,5	0,70	53,43	9,75	3,83	60,39	8,50	4,24
E	3,0	0,84	56,13	10,27	3,75	62,82	8,84	4,03
F	4,0	1,11	62,06	11,38	3,77	67,41	9,49	3,75
G	5,0	1,39	68,31	12,55	3,88	71,72	10,09	3,56

efeitos produzidos pelas cargas permanentes e variáveis sobre o comportamento das vigas. Dessa forma, para baixos valores de R, o nível de segurança obtido é muito alto, enquanto que para altos valores de R, esse nível diminui, resultando até em situações contra a segurança;

- O processo proposto de calibração dos coeficientes com base nos resultados de análises de confiabilidade mostrou-se estável e capaz de garantir o índice de confiabilidade alvo para as vigas dimensionadas com os novos coeficientes parciais. Os polinômios de 4º para o cálculo dos cossenos diretores das variáveis de projeto foram adequados, pois permitiram que o método de dimensionamento fosse aplicado sem a necessidade de novas análises de confiabilidade, atingindo bons resultados. Com isso, garantiu-se uniformidade na segurança das vigas ao momento fletor;
- Portanto, ao invés de se usar um conjunto fixo de coeficientes parciais de segurança, o método propõe a adoção do nível de segurança requerido no projeto através do índice de confiabilidade ou probabilidade de falha para o estado limite considerado e, a partir dessa informação, calibrar os coeficientes parciais para que esse nível de segurança seja atingido;
- É importante destacar que conforme observado, existem diversas combinações possíveis dos coeficientes parciais que resultam em mesmos valores do índice de confiabilidade. Assim, é necessário quantificar os custos de construção das vigas dimensionadas com os novos coeficientes de segurança, compará-los com os custos obtidos com o processo padrão e avaliar qual o conjunto ótimo de coeficientes que, além de garantir a segurança requerida, também reflita o menor custo para a estrutura. Essa análise de custos não foi realizada neste trabalho e encontra-se atualmente em desenvolvimento.

11. Agradecimentos

Os autores agradecem à UNESP – Faculdade de Engenharia de Bauru pelo desenvolvimento da pesquisa.

12. Referências bibliográficas

- [1] ELLINGWOOD, B.; GALAMBOS, T.V. Probability-based criteria for structural design. *Structural Safety*, v.1, 1982; p.15-26.
- [2] ELLINGWOOD, B. LRFD: implementing structural reliability in professional practice. *Engineering Structures*, v.22, 2000; p.106-115.
- [3] SØRENSEN, J.D.; KROON, I.B.; FABER, M.H. Optimal reliability-based code calibration. *Structural Safety*, v.15, 1994, p.197-208.
- [4] NOWAK, A.S.; COLLINS, K.R. Reliability of structures. Michigan: McGraw-Hill, 2000, 338 p.
- [5] MADSEN, H.O.; KRENK, S.; LIND, N.C. Methods of structural safety. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1986.
- [6] HAN, B.K. Reliability assessment and design load factors for reinforced concrete containment structures. *Reliability Engineering and System Safety*, v.62, 1998, p.235-240.
- [7] FREUDENTHAL, A.M. The safety of structures. *Transactions of ASCE*, v.112, 1947, p.125-180.
- [8] KOGUT, G.F.; CHOU, K.C. Partial resistance factor design on steel-concrete beam-columns. *Engineering Structures*, v.26, 2004, p.857-866.
- [9] MOHAMED, A.; SOARES, R.; VENTURINI, W.S. Partial safety factors for homogeneous reliability of nonlinear reinforced concrete columns. *Structural Safety*, v.23, 2001, p. 137-156.
- [10] CASTILLO, E.; CONEJO, A.J.; MÍNGUEZ, R.; CASTILLO, C. An alternative approach for addressing the failure probability-safety factor method with sensitivity analysis. *Reliability Engineering and System Safety*, v.82, 2003, p.207-216.
- [11] GAYTON, N.; MOHAMED, A.; SORENSEN, J.D.; PENDOLA, M.; LEMAIRE, M. Calibration methods for reliability-based design codes. *Structural Safety*, v.26, 2004, p.91-121.
- [12] STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118. *IBRACON Structural Journal*, v.3, n.2, June, 2007, p.230-239.
- [13] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Design of concrete structures – procedures (NBR 6118), Rio de Janeiro, 2014, 238 p. (in Portuguese)
- [14] ACI COMMITTEE 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2005, 430 p.
- [15] BECK, A.T.; SOUZA JR, A.C. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. *J. of the Braz. Soc. Of Mech. Sci. & Eng.* v.XXXII, n.2, April-June, 2010, p.119-127.
- [16] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Design of steel and steel-concrete composite structures: procedures (NBR 8800), Rio de Janeiro, 2008. (in Portuguese)
- [17] ANSI/AISC 360. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
- [18] NOGUEIRA, C.G.; PINTO, M.D.T. Análise de confiabilidade de vigas em concreto armado segundo a ABNT NBR 6118: avaliação da segurança e calibração dos coeficientes parciais de segurança. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, Natal, 2014, Anais, Rio Grande do Norte, 2014.
- [19] NOGUEIRA, C.G. Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.
- [20] EUROCODE 2. Design of concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 1989.
- [21] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS (ABNT). Loads for building structures design (NBR 6120), Rio de Janeiro, 1980. (in Portuguese)
- [22] SANTOS, D.M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. Reliability of beams designed in accordance with brazilian codes. *IBRACON Structural Journal*, v.7, n.5, October, 2014, p.723-746.

Behavior predictions of deep beams with short straight bar anchorages using strut-and-tie models and nonlinear analysis

Previsão do comportamento de vigas-parede com comprimentos reduzidos de ancoragem utilizando modelos de escoras e tirantes e análises não-lineares



R. A. SOUZA^a
rsouza@uem.br

S. BREÑA^b
brena@umass.edu

Abstract

This paper investigates the laboratory test results of 12 deep beams available in the literature, where the longitudinal reinforcement was anchored into the support using short straight bar anchorages. Four different specimen groups with three different shear span-to-depth ratios (a/d) were selected and most of the deep beams failed by strut crushing after yielding of the main longitudinal reinforcement. In order to investigate the behavior of the selected deep beams, an enhanced strut-and-tie model assuming geometrical adaptability (possibility of update in the dimensions of the struts and ties as the main tie starts to yield) is proposed. The analytical results obtained using this approach may be considered as much as accurate than some conducted complex nonlinear analysis considering smeared fixed cracking model and bond-slip behavior. However, an improvement on the effective strength factor of bottle-shaped struts by means of an iterative strut-and-tie model is needed, once the effective strength factor prescribed by NBR6118 (2014) has shown to be over conservative for all ranges of span-to-depth ratio (a/d) investigated. Finally, the obtained results indicated that short bar anchorages did not seem to influence significantly the shear strength of the deep beams investigated, especially the strength of bottled-shaped struts when appropriate crack control reinforcement is present.

Keywords: deep-beams, strut-and-tie model, nonlinear analysis.

Resumo

O presente artigo tem por objetivo investigar os resultados experimentais de 12 vigas-parede em que as armaduras longitudinais foram ancoradas com comprimentos reduzidos de ancoragem junto aos apoios. Quatro grupos de testemunhos com três relações distintas entre o vão e a altura útil (a/d) foram selecionados, observando que a maioria das vigas-parede chegaram à ruína devido ao esmagamento das escoras logo após o escoamento das armaduras longitudinais. De modo a investigar o comportamento das vigas-parede selecionadas, um modelo aperfeiçoado de escoras e tirantes assumindo adaptabilidade geométrica (possibilidade de atualização das dimensões das escoras e dos tirantes conforme a armadura principal começa a escoar) foi desenvolvido. As respostas analíticas obtidas utilizando o procedimento proposto podem ser consideradas tão apuradas quanto respostas numéricas obtidas utilizando análises não-lineares com o modelo de fissuração distribuída acoplado a relações constitutivas para aderência/escorregamento entre concreto e armaduras. No entanto, apesar das respostas analíticas obtidas serem apuradas, observou-se que há necessidade de melhoria no parâmetro que afeta a resistência efetiva de escoras garrafa pela NBR6118 (2014), uma vez que o parâmetro atualmente prescrito pela norma brasileira revelou-se muito conservativo para todas as relações a/d investigadas. Finalmente, os resultados obtidos indicam que os comprimentos reduzidos de ancoragem utilizados aparentemente não influenciaram de maneira significativa a resistência ao cisalhamento das vigas-parede investigadas, especialmente se as escoras garrafas encontravam-se adequadamente controladas por armaduras de controle de fissuração.

Palavras-chave: vigas-parede, modelos de escoras e tirantes, análise não-linear.

^a State University of Maringá, Department of Civil Engineering, , Maringá, PR;

^b University of Massachusetts Amherst, Department of Civil and Environmental Engineering, Amherst, MA, United States of America.

1. Introduction

Schlaich et al. [1] suggested the idea of subdividing a structure into “B-Regions” and “D-Regions”, in order to develop a rational procedure to design reinforced/prestressed concrete structures. On the one hand, “B-Regions” are those areas in a structural element where one can follow the “Bernoulli Hypothesis”, i.e., the hypothesis that linear strains can be assumed through the whole cross section, from the beginning of the loading to the failure of the section. On the other hand, “D-Regions” are areas where non-linear deformations occur throughout the cross section and the usual design procedures based on the “Beam Theory” become inadequate and even unsafe if applied. In these regions, usually corresponding to sudden changes in geometry or loading, there is a complex stress state mainly generated by shear deformations. As examples of “D-Regions” the following parts of a structure may be mentioned: pile caps, footings, deep beams, corbels, dapped end beams, areas around openings or changes in depth, and prestressing reinforcement anchorage zones.

Generally, “D-Regions” are produced by concentrated and/or geometric perturbations, and the length of these discontinuity regions may be found using the Saint Venant’s Principle, i.e., the zones of dissipation of perturbations are usually defined based on the height of the member. In this way, deep beams may be considered discontinuity regions (“D Regions”) entirely, and the application of the Beam Theory is not adequate.

Based on the fact that the Beam Theory is not appropriate for designing “D Regions”, NBR6118 [2] has positively introduced some important guidance and parameters for the appropriate development of strut-and-tie models. Strut-and-tie models are constructed using an assembly of compression (struts) and tension (ties) members connected at joints (nodes) to represent the real stress field in a structural member (or a portion of it) in a simplified manner. The parameters included in NBR6118 [2] mainly pertain to the effective strength to be assumed for concrete struts under different stress levels. The introduction of this minimum guidance follows provisions contained in other structural codes around the world, as for example: ACI318-14 [3], EC2 [4] and FIB MC [5].

The effective strength of concrete recommended by the Brazilian code may be considered as the product of an effective factor (v) by the design compressive strength of the concrete (f_{cd}). Furthermore, the effective factor (v) may be defined as the product of a variable parameter μ (based on the type of strut or node) and the fragility parameter α_{v2} (based on the compressive strength of the concrete).

In the Brazilian Code, the parameter μ may assume three different values (0,85; 0,72; and 0,60) depending on the kind of strut or node to be designed. As the level of transverse tensile stress increases in the strut/node the parameter μ decreases. For prismatic struts or nodes where only struts meet (CCC nodes), i.e., elements where the level of transverse tensile stress may be neglected, Brazilian code suggests the following effective strength for design:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (1)$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250), \quad f_{ck} \text{ given in MPa} \quad (2)$$

For bottle-shaped struts (struts subjected to significant transverse tensile stress) or nodes where more than one tie under different directions meet (CTT nodes), Brazilian code suggests the following effective strength for design:

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3)$$

For nodes where a single tie meets two or more struts (CCT nodes), the following effective strength for design is suggested by Brazilian code:

$$f_{cd3} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (4)$$

The adoption of the brittleness parameter α_{v2} used to affect the effective strength of concrete was an important decision in the Brazilian code, which allows the recommended parameters be also used for high strength concrete structures. ACI318-14 [3], for example, assumes a constant factor of 0,85 that may be inappropriate for high strength concrete, taking into account the brittleness of this structural material. EC2 [4] presents the same equation proposed by NBR6118 [2] while FIB MC [5] adopts the expression $(30/f_{ck})^{1/3}$ for the brittleness parameter.

On the other hand, the recommendation of a single parameter (μ) to model bottled-shaped struts seems to be inappropriate, as cracking control requires use of mandatory skin reinforcement which is not considered in the effective concrete strength. FIB MC [5] also does not take into account secondary reinforcement (skin reinforcement) and for bottle-shaped struts the recommended value for μ is 0,55.

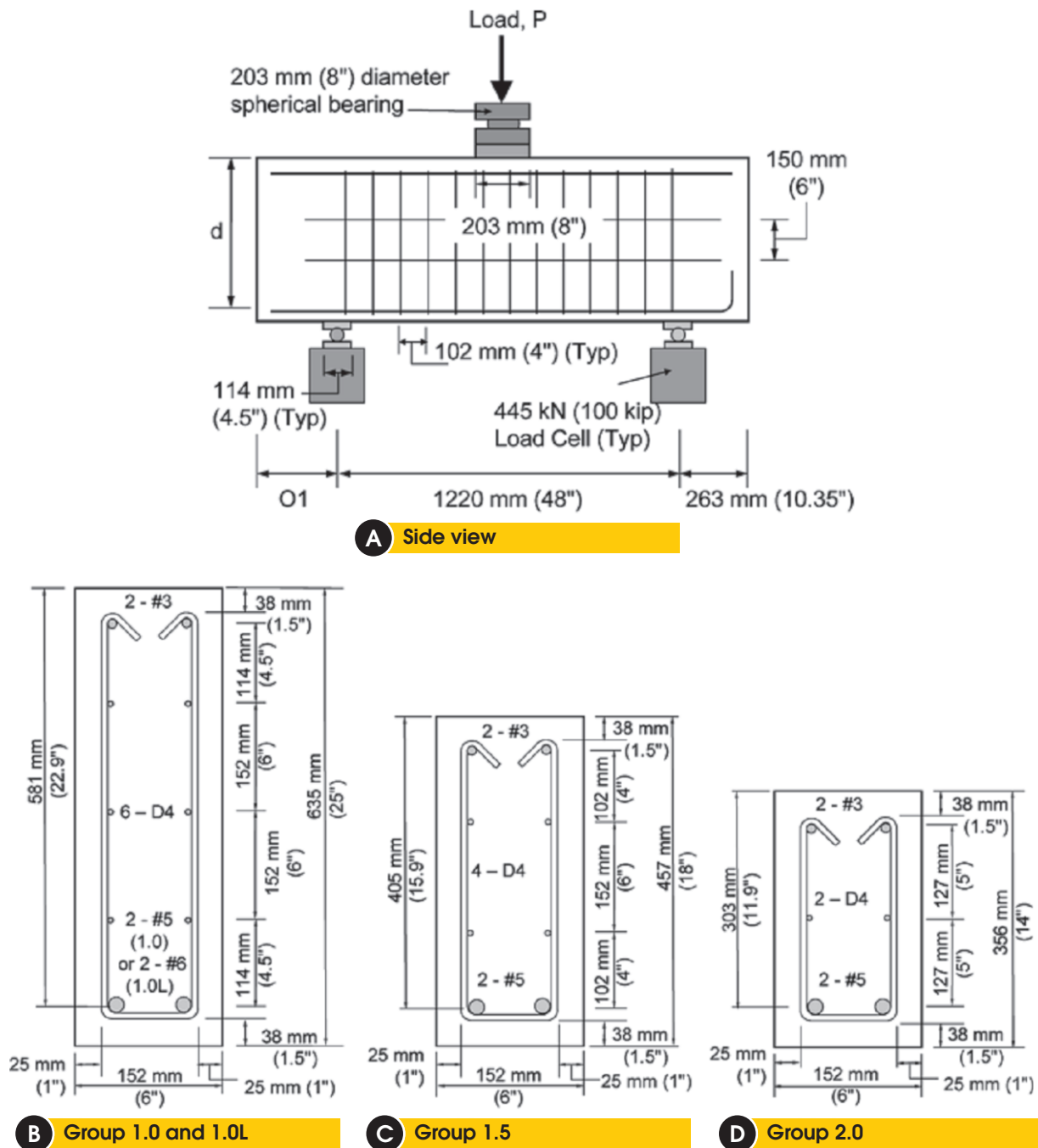
ACI318-14 [3] recommends for struts controlled by a minimum amount of reinforcement (as specified in section A.3.3), a factor β_s of 0,75; observe that β_s described in the American code corresponds to the parameter μ previously defined in this paper. If the minimum amount of reinforcement is less than specified in section A.3.3, the factor β_s should be 0,60; the same factor μ recommend by NBR6118 [2] for any amount or lack of skin reinforcement. EC2 [4] defines the discussed parameter μ based on a ratio of 0,4% of transverse tensile reinforcement as well as on the inclination of the strut. If no transverse reinforcement is provided, μ is assumed as 0,60. If 0,4% of transverse tensile reinforcement is available, μ may assume the following values: 0,85 (for $\theta \geq 75^\circ$), 0,70 (for $75^\circ > \theta \geq 60^\circ$) and 0,55 (for $\theta < 60^\circ$).

Based on the mentioned differences above, the present paper aims at investigating the suitability of the effective concrete strength factors recommended by NBR6118 [2]. Special attention is given to the evaluation of the effective strength factor of bottle-shaped struts, as this parameter has the largest variation among

all the possible parameters. In order to conduct this evaluation, laboratory test results of 12 deep beams in which the longitudinal reinforcement was anchored into the support using short straight bar anchorages were selected. The tests are fully described by Roy & Breña [6] and Breña & Roy [7].

The obtained results show that behavior predictions of deep beams using the recommendations of NBR6118 [2] may be compared to simulations applying complex nonlinear analysis. However, the effective strength factor to be applied to bottle-shaped struts controlled with crack control reinforcement must be updated, once the

Figure 1 - Specimen geometry, reinforcement and experimental test setup for the deep beams tested by BREÑA & ROY (2009)



actual proposed value seems to be more appropriate for bottle-shaped struts with no reinforcement or skin reinforcement below a minimum ratio.

2. Selected results of deep beams with short anchorages

Twelve simply supported deep beams subjected to a single concentrated load at midspan, having three different shear span to effective depth ratios (a/d) and at least three different anchorage lengths of the main longitudinal reinforcement at the support for each a/d were selected from the researches described by Roy & Breña [6] and Breña & Roy [7]. The beams were divided into four groups depending on their a/d (1,0; 1,5 or 2,0) and size of main longitudinal reinforcing bars (bar #5 corresponding to a diameter of about 16 mm and bar #6 corresponding to a diameter of about 19 mm).

The span in all beams was equal to 1,22 m and specimens were subjected to a single concentrated force at midspan. Thick steel plates (25 mm) were placed below the loading point and above reaction points to avoid localized crushing at the nodal zones. The beam supports consisted of a pin (test end of beam; straight anchorage) and a roller (far end of beam; hooked anchorage) in all tests. A 445 kN (100 kip) load cell was placed underneath each support to measure reactions throughout the tests and external/internal instrumentation was placed at selected locations in the specimens.

The main variable in each group of beams was the anchorage condition of longitudinal bars over one of the supports. On the test side (left side), the longitudinal reinforcement was continued for different distances past the support node in the various specimens (straight bar anchorage). Longitudinal reinforcement on the far side (right side) of the beams was anchored past the support using a standard 90-degree hook to preclude anchorage failures on that end of the specimens.

Specimen designation was developed to identify the four different groups of beams according to their a/d , longitudinal reinforcing bar size, and straight bar anchorage length on the test end of the beams. The first two digits in the beam designation correspond to the a/d of each beam (1,0; 1,5 or 2,0), and the last three digits correspond to the ratio of provided anchorage length and calculated development length on the test side according to provisions in Chapter 12 of ACI 318-05 [8].

Specimen nominal dimensions and reinforcing patterns are shown in Figure [1]. All beams had a nominal width of 152 mm and total depths of 635, 457 or 356 mm for beams with a/d of 1,0; 1,5 or 2,0, respectively. Ten of the 12 specimens had two #5 bars as bottom longitudinal reinforcement (Groups 1.0, 1.5 and 2.0), and the remaining two were reinforced with two No. 6 bars (Group 1.0L). The average yield stress measured for #5 and #6 bars was 492 and 469 MPa, respectively. An average peak stress measured for #5 and #6 bars was 758,5 and 709,5 MPa, respectively. Top reinforcement for all beams consisted of two #3 bars used for constructability of the beam reinforcing cage.

Longitudinal reinforcement was anchored past the support plate using either a straight bar anchorage or a hooked bar anchorage as shown in Figure [1]. Anchorage length of the longitudinal reinforcement was measured as the distance between the point where the bars leave the extended nodal zone (Fig. RA.1.6 in ACI 318-05 [8]), and the end of the bar as required in Section A.4.3.2 of ACI 318-05 [8]. The length of the beam extending past the support on the left side varied depending on the provided anchorage length of longitudinal reinforcement. This distance, labeled as O1 in Figure [1], is listed in Table [1] for all specimens.

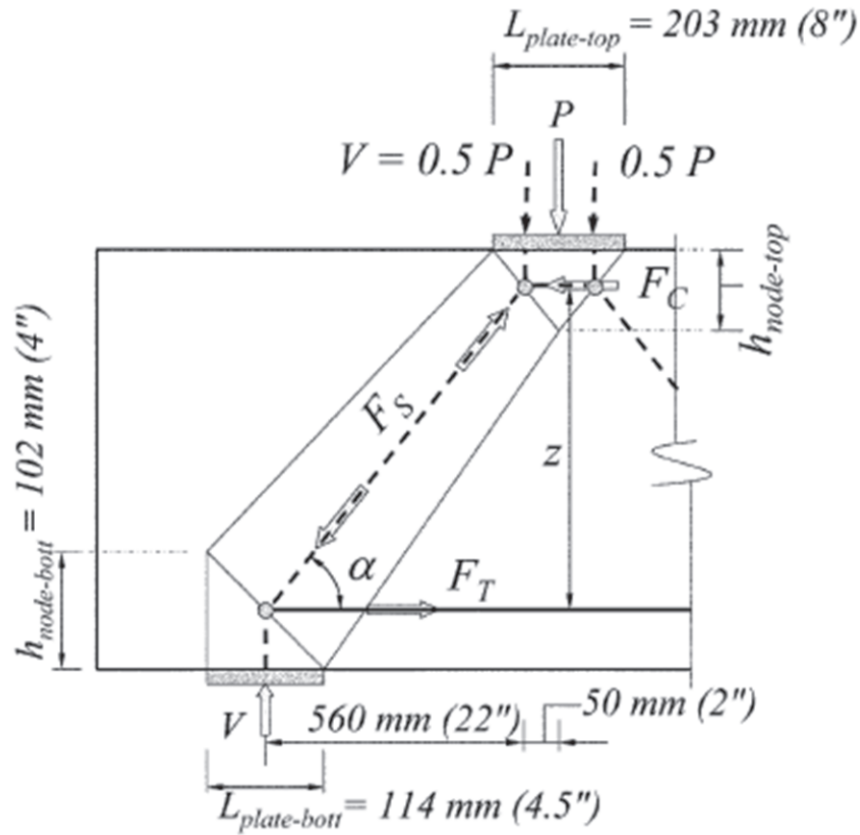
Web reinforcement conformed with requirements in section A.3.3 of ACI 318-05 [08] and consisted of vertical stirrups and horizontal bars formed using deformed D4 wire (this bar corresponds to a diameter of about 5,7 mm) with an average measured yield stress equal to 605 MPa and average measured peak stress equal to 643,2 MPa. Horizontal secondary reinforcement corresponded to

Table 1 - Specimen geometry and reinforcement of the deep beams

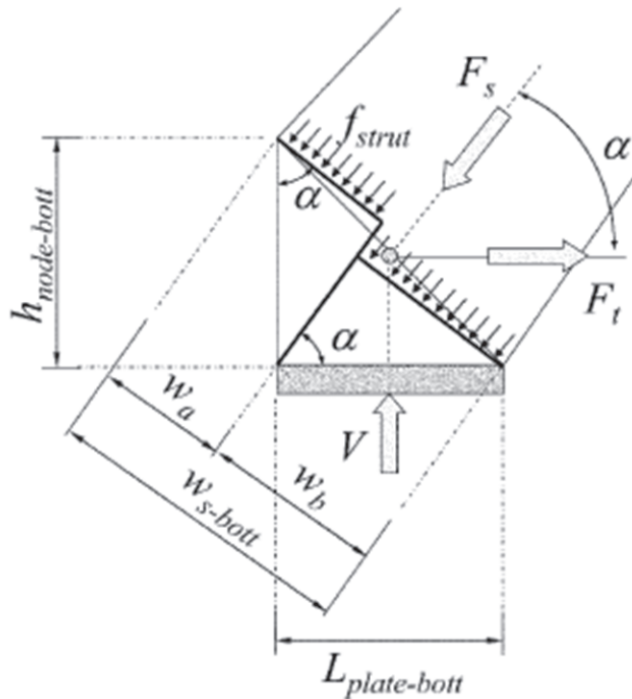
a/d	Specimen	f_{cm} (MPa)	f_{tm}	b (cm)	$A_{s, long}$ (cm ²)	$A_{s, vert}$ (cm ² /m)	O1 (mm)	P_{yield} (kN)	P_{peak} (kN)	Failure mode
1.0	DB1.0-1.00	33,3	2,4	16,5	4,00	4,65	54,6	471	677	Strut-S
	DB1.0-0.75	31,7	2,7	17,3	4,00	4,65	38,7	480	743	Strut-H
	DB1.0-0.50	30,6	2,4	15,7	4,00	4,65	22,2	476	729	Strut-H
	DB1.0-0.32	27,0	2,3	15,2	4,00	4,65	7,0	467	667	Strut-S
1.0L	DB1.0-0.75L	29,9	2,7	15,5	5,68	4,65	41,3	645	741	Strut-H
	DB1.0-0.28L	29,4	2,8	15,5	5,68	4,65	7,6	-	642	Anchorage
1.5	DB1.5-0.75	32,7	2,3	15,5	4,00	3,80	29,5	307	459	Strut-S
	DB1.5-0.50	34,1	2,4	15,2	4,00	3,80	16,5	294	423	Strut-H
	DB1.5-0.38	33,8	2,1	15,2	4,00	3,80	7,0	294	427	Anchorage
2.0	DB2.0-0.75	34,7	2,9	15,5	4,00	3,80	26,0	200	313	Strut-H
	DB2.0-0.50	33,0	3,1	15,5	4,00	3,80	11,4	214	297	Strut-H
	DB2.0-0.43	35,6	2,6	15,5	4,00	3,80	7,0	209	266	Anchorage

Note: S is strut crushing observed on test end (straight anchorage) of specimen; and H is strut crushing observed on far end (hooked anchorage) of specimen.

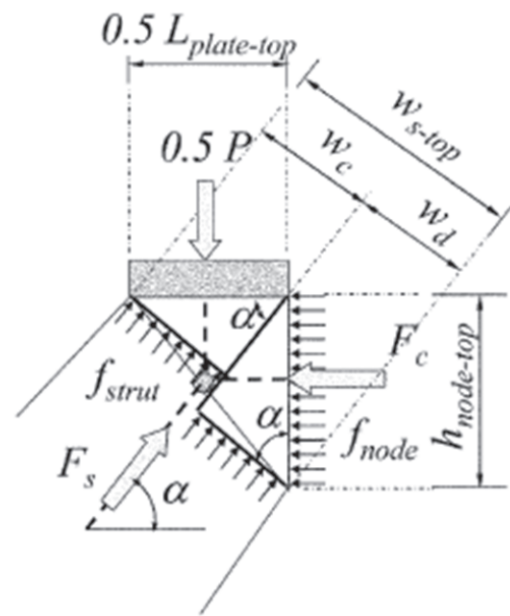
Figure 2 – Suggested strut-and-tie model for strength evaluation (BREÑA & ROY (2009))



A Strut geometry and forces



B Bottom node detail



C Top node detail

a reinforcement ratio of about 0,16% for group 1.0 and 1.0L, 0,15% for group 1.5 and 0,09% for group 2.0. By another hand, vertical secondary reinforcement corresponded to a reinforcement ratio of 0,37% for groups 1.0 and 1.0L and 0,25% for groups 1.5 and 2.0. Just before testing each beam, specimen dimensions were verified and companion concrete cylinders were tested to determine the as-built geometry of the beams and the actual strength of concrete. Due to formwork flexibility, the actual width of the beams varied slightly from the nominal value of 15,2 cm. The measured concrete compressive/tensile strength along with the as-built width of each specimen at the time of testing is listed in Table [1]. This table also shows reinforcement configuration, provided anchorage length on the test side of the beams, yielding/peak loads and failure modes observed in the tests.

3. Evaluation of the effective strength factor of bottle-shaped struts

As mentioned before, NBR6118 [2] does not make a distinction in the effective strength of bottle-shaped struts that contain or lack minimum skin reinforcement. Therefore, the effective strength proposed (f_{cd2}) for this kind of strut may be underestimated when adequate skin reinforcement is provided. Based on this fact, the present section aims to evaluate the accuracy of the effective strength factor for bottle-shaped struts proposed by NBR6118 [2] taking into account the experimental results obtained by Roy & Breña [6] and Breña & Roy [7].

A tied-arch strut and tie model consistent with the peak measured loads and based on the procedure proposed by Wight & Parra-Montesinos [9], was slightly modified in order to estimate the effective strength of the bottle-shaped struts using the parameters recommend in NBR6118[2]. In this model, the strut inclination angle and width are determined iteratively. The geometry of the tied-arch model was established so that node strength was observed in the nodal region of the beam, as shown in Figure [2]. For compatibility between code and experimental results, f_{ck} is assumed equal to f_{cm} , since the partial safety factor (γ_c) is assumed equal to 1,0.

From symmetry of the test setup, the total applied force on the beams resulted in equal shear force transferred to each support. The force in the direct strut forming between load and support in the tied-arch model is $F_s = V/\sin\alpha$, where α is the angle of inclination of the strut with the tie. The angle α depends on the horizontal distance between the resultant of one-half of the applied force and the support (56 cm) and the vertical distance between the top and bottom chords in the model (z), Figure [2].

The top-node height $h_{node-top}$ was initially assumed equal to 5,0 cm to initiate iterations. After determining F_s (force acting in the diagonal strut) for the initial α , the top horizontal compressive force (F_c) was calculated as $F_c = F_s \cdot \cos\alpha$. This force (Equation [4]) was then equated to the nominal strength of the top node (F_{nn}) required to solve for the top-node height (Equation [5]) to avoid node crushing:

$$F_{nn} = f_{cd1} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot b \cdot h_{node-top} = F_c \quad (5)$$

$$h_{node-top} = \frac{F_c}{f_{cd1} \cdot b} = \frac{F_s \cos\alpha}{0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{F_s \cos\alpha}{0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b} = \frac{V}{0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cm} \cdot b \cdot \tan\alpha} \quad (6)$$

The depth from top to bottom chords in the model, z , was then revised and a new strut angle α was determined to avoid nodal failure:

$$z = d - \frac{h_{node-top}}{2} \quad (7)$$

Iterations were conducted until $h_{node-top}$ was approximately the same in three subsequent calculation cycles. In all iterations, the height of the bottom node was assumed equal to 102 mm, twice the distance between the bottom face of the beams and the centroid of the bottom longitudinal reinforcement. Once convergence was achieved and an appropriate strut inclination was found, the top and bottom widths of the diagonal strut were determined using Equation [7], based on ACI 318-14 [3]:

$$w_{strut} = L_{plate} \cdot \sin\alpha + h_{node} \cdot \cos\alpha \quad (8)$$

where the plate widths and node heights used for the top and bottom nodes in the previous equation corresponded to those shown in Figure [2]. Because the bottom plate is wider than half the top plate, the top end of the diagonal strut ended up governing strut strength in all the specimens. This is consistent with the location of observed concrete spalling near the top of the struts in all specimens that failed by strut crushing (Roy & Breña [6], Breña & Roy [7]). The stress at the top end of the diagonal strut was then calculated using Equation [8]:

$$f_{strut} = \frac{F_s}{w_{s-top} \cdot b} \quad (9)$$

where the as-built width of the specimens, b , was used and w_{s-top} is the width of the strut determined before at the top node.

Table 2 presents the effective strength of the diagonal bottle-shaped struts according to NBR6118[2] and also based on the test results. As one can see, the effective strength ($f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$) recommended by NBR6118 [2] is significantly lower than the average effective strength derived from the experimental results ($f_{ce} = \mu \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,82 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$). The effective strength of the tested bottle-shaped struts has an average value 35% higher than the effective strength proposed by NBR6118[2].

Table 2 – Bottle-shaped strut strength evaluation according to NBR6118 (2014)

a/d	Specimen	α_{v2}	V (kN)	b (cm)	α (o)	$h_{node,top}$ (cm)	$W_{s,top}$ (cm)	f_{cd2} (MPa)	f_e (MPa)	f_e/f_{cd2}	μ
1.0	DB1.0-1.00	0,87	338	16,5	44,20	7,30	12,27	17,32	23,94	1,38	0,83
	DB1.0-0.75	0,87	371	17,3	44,01	8,02	12,79	16,61	24,14	1,45	0,87
	DB1.0-0.50	0,88	365	15,7	43,74	9,05	13,52	16,11	24,87	1,54	0,93
	DB1.0-0.32	0,89	334	15,2	43,60	9,58	13,90	14,45	22,92	1,59	0,95
1.0L	DB1.0-0.75L	0,88	371	15,5	43,61	9,55	13,88	15,79	25,01	1,58	0,95
	DB1.0-0.28L	0,88	320	15,5	43,95	8,26	12,95	15,57	22,97	1,48	0,89
1.5	DB1.5-0.75	0,87	229	15,2	33,06	8,14	12,34	17,05	22,39	1,31	0,79
	DB1.5-0.50	0,86	211	15,2	33,41	7,15	11,53	17,67	21,87	1,24	0,74
	DB1.5-0.38	0,86	214	15,2	33,35	7,32	11,67	17,54	21,95	1,25	0,75
2.0	DB2.0-0.75	0,86	156	15,5	25,57	7,04	10,71	17,93	21,77	1,21	0,73
	DB2.0-0.50	0,87	149	15,5	25,58	7,01	10,68	17,19	20,84	1,21	0,73
	DB2.0-0.43	0,86	133	15,5	26,10	5,74	9,60	18,32	20,33	1,11	0,67
									Mean	1,35	0,82
									SD	0,16	0,10
									CV	0,12	0,12

The obtained results indicate that the parameter $\mu = 0,60$ assumed by NBR6118 [2] for bottled-shaped struts, underestimates the strength of diagonal struts that contain crack control reinforcement, being more appropriate for situations where bottle-shaped struts are not controlled by minimum skin reinforcement specified in ACI 318-14 [3]. In this way, Brazilian code could introduce an additional value for f_{cd2} ($0,80 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$, for example), intended for situations where bottle-shaped struts are controlled by minimum crack control reinforcement. Ratios of 0,15%, for vertical and horizontal directions, seems to be appropriate, taking into account the obtained results and additional information provided in ACI 318-14 [3] and EC2 [4].

4. Strut-and-tie model to predict yielding and failure loads

In order to extend the investigation of the experimental results, the simple strut-and-tie model presented in Figure [2.a] is again required. Using the procedures recommend by NBR6118[2] it is possible to obtain the analytical yielding and failure loads of the tested deep beams. However, improved procedures based on a better estimation of the effective strength of bottle-shaped struts are needed as discussed below.

The strut-and-tie model presented in Figure [2.a] is slightly modified in order to permit defining variable dimensions for the struts and nodal regions. In this reformulated model, the major challenge is the determination of the height of the top horizontal strut ($h_{node,top}$). Once this value is known all the other parameters may be easily found using geometry and equilibrium conditions. Assuming that the force in the top strut (F_c) must be equal to the maximum force in the main tie (F_T), it is possible to determine the height ($h_{node,top}$) of the top node and the shear force (V) that generates yielding of the main tie.

Once $h_{node,top}$ is determined, it is possible to verify strength in all components of the model (nodes, struts, etc.) using the effective strengths recommended by NBR6118 [2]. In this way, estimates of the maximum loads in each component can be obtained by determining the maximum nominal forces acting at the boundaries of the following: top horizontal strut (“prismatic strut”), diagonal strut (“bottle-shaped strut”), bottom node (“CCT node”) and top node (“CCC node”).

It must be highlighted that the maximum loads obtained for the diagonal and horizontal struts as well as some nodes may be not realistic in some situations, especially if they are dependent on $h_{node,top}$. For simplicity, $h_{node,top}$ is now determined based on the nominal yield force acting in the main tie. However, for a real situation, the value of $h_{node,top}$ can be larger if needed based on development of higher forces in the main reinforcement because of strain hardening; this increased height can only be developed if enough space is available in the deep beam.

Assuming a bilinear behavior for the reinforcement, after the main tie yields, the height of the top node ($h_{node,top}$) may increase to satisfy equilibrium with the main tie if bars are stressed to their peak stress. In this way, it is of interest to calculate the maximum boundary forces when the main tie is subjected to the rupture force. This procedure gives rise to an enhanced strut-and-tie model and provides more realistic failure loads for struts and nodes whose dimensions are dependent on $h_{node,top}$. Using the maximum stress of the reinforcement to determine tie forces is valid as long as the material has sufficient deformation capacity beyond its peak stress to avoid brittle failure that would violate a basic principle in the theory of plasticity upon which strut and tie models are based. It must also be highlighted that components of the strut and tie model that are not dependent on $h_{node,top}$ (maximum reaction in the load bearing plates and maximum force in the main tie, for example),

may end up governing the strength of the model if they reach the limiting stress at a lower load than one obtained for components that are affected by $h_{\text{node,top}}$.

Table [3] summarizes the maximum analytical loads using the proposed strut and tie-model, taking into account that the height of the top horizontal strut ($h_{\text{node,top}}$) is determined based on yielding (lower bound value for $h_{\text{node,top}}$) or maximum force in the main tie (upper bound value for $h_{\text{node,top}}$). For convenience, again f_{ck} was assumed as f_{cm} and the partial safety factor (γ_c) was assumed as equal 1,0. As one can see, if the parameter $\mu = 0,60$ is used for the bottle-shaped strut, the average failure load calculated using the proposed methodology and NBR6118 [2] will be conservative and will present an average value of 0,77 between the predicted failure loads and the experimental failure loads (please refer to column (6) of Table [3]). On the other hand, if a higher value $\mu = 0,80$ is selected (based on the results discussed in the previous section), the failure predictions will also be conservative, but now with an average value of 0,81 between the predicted failure loads and the experimental failure loads (please refer to column (8) of Table [3]). The yield load of the specimens is independent of the parameter μ , and the proposed model resulted in a conservative prediction of yield force as an average ratio of 0,89 between the predicted yielding loads and the experimental yielding loads indicates.

As an example, Appendix A presents the detailed calculations for specimen DB1.0-1.00 using the proposed strut-and tie model, observing that the proposed routine was programmed in the package software MATLAB in order to provide fast responses for the tested specimens.

5. Nonlinear analysis

The deep beams tested by Roy & Breña [6] and Breña & Roy [7] were also studied using nonlinear finite element analysis using the software package ATENA2D. Several models and solvers were tested and the best results were obtained using the model SBETA for concrete that uses a fixed crack assumption. The default parameters defined in the software were assumed, in order to check the real performance of the software without calibration of the large list of parameters available in the tool. More information regarding the software selected may be found in Cervenka [10,11].

Tested deep beams were modeled using macroelements discretized by CCIsoQuad type elements. Vertical point load was applied at the top of the deep beam and pinned supports were defined at the bottom in order to simulate the experimental setup. Vertical loading and support conditions were applied in the support steel plates that have a Young's modulus of 210 GPa and Poisson's ratio of 0,3.

Reinforcement properties were defined based on the experimental results using a bilinear model. In most practical cases, bond is not a significant effect because the bond strength is only seldom reached. However, in the present investigation, reduced anchorage length was used and bond strength was supposed to affect the final strength of the specimens. For this reason, adherence based on the bond model of Bigaj [12] was defined only for the main tie (bars # 5 and #6) while the other reinforcement in the beams was defined assuming perfect adherence.

Table 3 – Comparison between experimental results and the proposed strut-and-tie model

a/d	Specimen	Yielding			Failure				
		$P_{y,EXP}$ (kN) (1)	$P_{y,NBR}$ (kN) (2)	$P_{y,NBR}/P_{y,EXP}$ (3)	$P_{u,EXP}$ (kN) (4)	$\mu = 0,60$		$\mu = 0,80$	
						α (o)	$h_{\text{node,top}}$ (cm)	$w_{s,top}$ (cm)	f_{cd2} (MPa)
1.0	DB1.0-1.00	471	392	0,83	677	472	0,70	518	0,77
	DB1.0-0.75	480	392	0,82	743	471	0,63	518	0,70
	DB1.0-0.50	476	389	0,82	729	434	0,60	513	0,70
	DB1.0-0.32	467	386	0,83	667	395	0,59	507	0,76
1.0L	DB1.0-0.75L	645	-	-	741	627	0,85	627	0,85
	DB1.0-0.28L	-	-	-	642	617	0,96	617	0,96
1.5	DB1.5-0.75	307	266	0,87	459	331	0,72	348	0,76
	DB1.5-0.50	294	267	0,91	423	339	0,80	350	0,83
	DB1.5-0.38	294	267	0,91	427	337	0,79	350	0,82
2.0	DB2.0-0.75	200	196	0,98	313	253	0,81	255	0,81
	DB2.0-0.50	214	195	0,91	297	247	0,83	253	0,85
	DB2.0-0.43	209	196	0,94	266	254	0,95	255	0,96
			Mean	0,88		Mean	0,77	Mean	0,81
			SD	0,06		SD	0,12	SD	0,08
			CV	0,06		CV	0,16	CV	0,10

Note: S is strut crushing observed on test end (straight anchorage) of specimen; and H is strut crushing observed on far end (hooked anchorage) of specimen.

The basic property of the reinforcement bond model is the bond-slip relationship and it defines the bond strength depending on the value of current slip between reinforcement and surrounding concrete. The slip law for the model proposed by Bigaj [12] depends on the bond quality (poor, good, very good), the concrete compressive strength and reinforcing bar radius. The present bond model in ATENA2D is not directly dependent on confinement caused by normal stresses acting on planes parallel with the reinforcement direction. To account indirectly for the benefit of normal stresses perpendicular to the potential splitting plane, all situations were considered to have a good bond quality.

Loading was applied under displacement control by prescribing vertical displacement at the middle point on top of the loading plate in constant increments of 0,1 mm. The Newton-Raphson solution method was selected and the overall response was recorded at two monitoring points: force at the top loading point and deflection at the bottom of the beam on the symmetry plane.

Table [4] shows the obtained results using ATENA2D considering the following situations: deeps beams with skin reinforcement (results without parenthesis in the table) and without skin reinforcement (results with parenthesis in the table). Deep-beams with skin reinforcement presented higher numerical failure loads when compared to the hypothetical situation of deep-beams without skin reinforcement. In average, the contribution of the skin reinforcement was about 20% in the failure load, revealing the importance of this kind of reinforcement in the strength of bottle-shaped struts.

As one can see, the software presented good results concerning

the cracking loads and failure loads. In contrast, the results obtained for yielding loads were not satisfactory. In the experimental research, yielding was not observed only in specimen DB1.0-0.28L. In the numerical analysis, just specimens DB1.0-1.00 and DB1.0-0.75 reached yielding. Despite the fact that yield loads could not be well predicted, the obtained failure modes for the specimens were very similar to the experimental behavior. The slippage of the reinforcement obtained experimentally for some specimens was well detected numerically for the same specimens.

As an example, Figure [3] shows comparisons between the experimental cracking pattern and the obtained numerical cracking pattern for beam DB1.0-0.75. It is possible to observe that shear cracks were precisely predicted, but crushing observed in the experimental tests was not identified in the numerical analysis.

The obtained results demonstrate the difficulty encountered in accurately capturing the behavior of structures controlled by shear and the importance of verifying results with simple hand equations to help with utilization of complex package software like ATENA2D.

6. Conclusions

NBR6118[2] recently introduced some guidance and important parameters for designing complex structures using strut-and-tie models. As these new information are now available, some discussions regarding the recommended effective strength for concrete in struts and nodes will become more frequent.

Table 4 – Comparison between experimental results and numerical results using ATENA2D

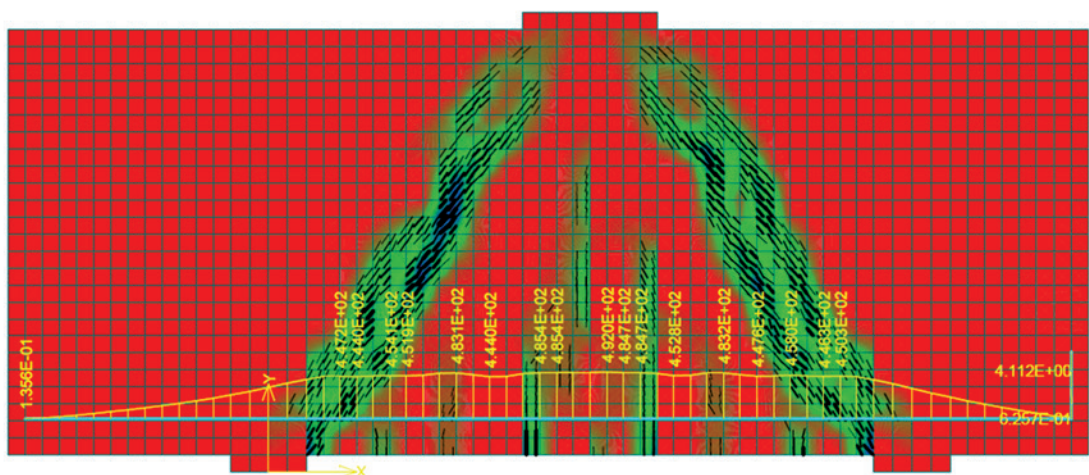
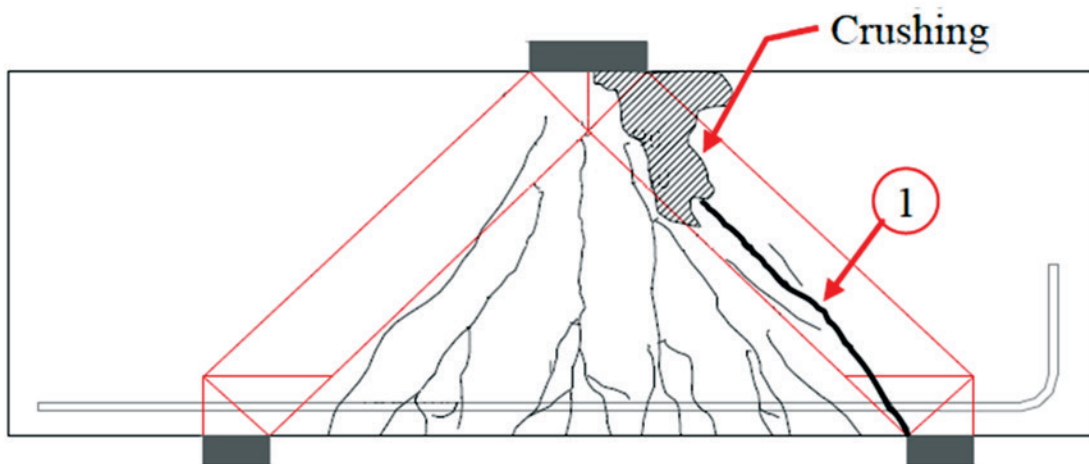
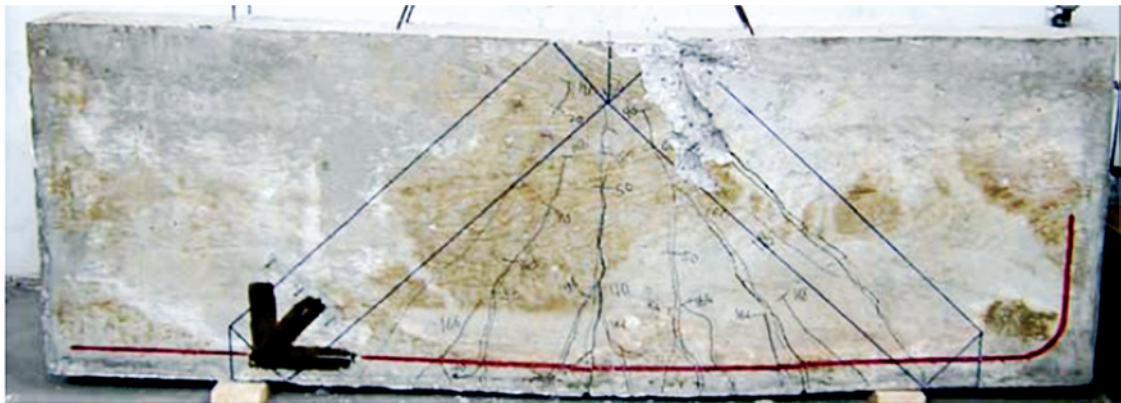
a/d	Specimen	Cracking			Yielding			Failure		
		$P_{c,exp}$ (kN)	$P_{c,num}$ (kN)	$\frac{P_{y,num}}{P_{y,exp}}$	$P_{y,exp}$ (kN)	$P_{y,num}$ (kN)	$\frac{P_{y,num}}{P_{y,exp}}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,num}$ (kN)	$\frac{P_{u,num}}{P_{u,exp}}$
1.0	DB1.0-1.00	165	160 (160)	0,97	471	674 (556)	1,43	677	691 (578)	1,02
	DB1.0-0.75	169	180 (180)	1,07	480	682 (526)	1,42	743	687 (579)	0,92
	DB1.0-0.50	173	149 (149)	0,86	476	- (542)	-	729	627 (569)	0,86
	DB1.0-0.32	156	135 (135)	0,87	467	- (-)	-	667	473 (355)	0,71
1.0L	DB1.0-0.75L	173	161 (161)	0,93	645	- (-)	-	741	635 (655)	0,86
	DB1.0-0.28L	173	170 (170)	0,98	-	- (-)	-	642	586 (412)	0,91
1.5	DB1.5-0.75	107	73 (73)	0,68	307	- (362)	-	459	373 (367)	0,81
	DB1.5-0.50	111	74 (74)	0,67	294	- (-)	-	423	383 (353)	0,91
	DB1.5-0.38	98	63 (63)	0,64	294	- (-)	-	427	319 (227)	0,75
2.0	DB2.0-0.75	58	65 (65)	1,12	200	- (-)	-	313	289 (279)	0,92
	DB2.0-0.50	67	64 (64)	0,96	214	- (-)	-	297	285 (252)	0,96
	DB2.0-0.43	67	57 (57)	0,85	209	- (-)	-	266	280 (186)	1,05
			Mean	0,88		Mean	1,43		Mean	0,89
			SD	0,15		SD	0,10		SD	0,10
			CV	0,17		CV	0,10		CV	0,11

In this way, the present paper has used a simple strut-and-tie model in order to check the accuracy of the effective strength recommended by NBR6118[2] for bottle-shaped struts. Based on the available experimental results of 12 deep beams tested by Roy & Breña [6] and Breña & Roy [7], it has been possible to show that the effective strength factor recommend by the Brazilian code is quite conservative, especially for situations where secondary reinforcement are available.

As mentioned throughout the paper, NBR6118[2] unfortunately does not make a distinction whether or not a bottle-shaped strut is controlled by secondary (skin) reinforcement. Structural codes like ACI 318-14 [3] and EC2[4], for example, have realized the importance of secondary reinforcement in the effective strength of bottle-shaped struts and for that reason a higher effective strength factor is allowed for bottle-shaped struts.

The effective strength recommended by NBR6118[2] for

Figure 3 - Experimental failure and predicted numerical failure for specimen DB1.0-0.75 (figure only shows crack widths over 0,5 mm)



bottle-shaped struts is given by $f_{cd2} = \mu \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd}$. Based on the experimental results, the applied strut-and-tie model has shown that for bottle-shaped struts controlled by skin reinforcement (horizontal and vertical mesh) higher than 0,10%, the strength factor μ would be about 0,80.

Despite the fact that more data are needed in order to certify the findings of this paper, it is recommended the inclusion of a more appropriate effective strength for bottle-shaped struts controlled by cracking control reinforcement in NBR6118[2]. As the secondary reinforcement is mandatory in wall-type structures, the effective strength of bottle-shaped struts should be more flexible.

The enhanced strut-and-tie model proposed in this paper has shown to be as powerful as nonlinear analysis using bond models with the package software ATENA2D. Despite the fact that nonlinear analysis was very effective to predict the global behavior of the beams, accurately predicting the cracking pattern and positions of slippage of the reinforcement, the obtained results regarding yielding of the reinforcement were not accurate. It should be highlighted that the proposed strut-and-tie model has a small enhancement when compared to the usual strut-and-tie models developed for predicting behavior of deep beams. The proposed strut-and-tie model takes into account the effect of strain hardening of the reinforcement on governing dimensions of struts and ties in the selected model. Unless the main reinforcement suffers rupture at low strains, a force higher than the yielding force is still possible.

After yielding, a new arrangement for the dimensions of struts and nodes is possible in the proposed model, simulating in that way the stress redistribution of the structure. The limit for the dimensions of struts and nodes is based on the rupture force of the main tie and a more accurate procedure may be obtained for predicting the peak load after the yielding of the main tie. The classical approach used in the strut-and-tie assumes that when yielding is reached, failure is obtained, and for that reason over conservative results are usually obtained.

Basically, the height of the upper horizontal strut is defined based on the force acting in the main tie, i.e., the force supposed to cause yielding or rupture of the reinforcement. By consequence, all other necessary dimensions can be automatically calculated. With this assumption in hand it is possible to check whether or not the structure will fail by the reinforcement or by the struts or nodes. This very simple procedure has been programmed in MATLAB and conducted to very good accuracy predicting yielding and failure loads of the tested specimens.

Finally, the present paper reveals that short bar anchorages did not seem to influence significantly the strength of the deep beams tested experimentally, especially the strength of bottle-shaped struts. Also, the present paper shows that hand calculations based on strut-and-tie models can be very effective with some adaptations, providing fast results and invaluable guidance for applying nonlinear analysis with confidence.

7. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the Brazilian government agency CNPq for the financial support and the University of Massachusetts Amherst by the support during the Post-Doctoral stage of the first author. The authors also would like to acknowledge Nathan C. Roy who performed the experimental work described within this paper as part of his Masters thesis at the University of Massachusetts Amherst during 2006. The conclusions and opinions expressed in this paper are the authors' responsibility and do not reflect the points of view of the sponsors.

8. References

- [1] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M.. "Toward a consistent design of reinforced concrete structures". Journal of Prestressed Concrete Structures, v.32, n.3, pp.74-150, 1987.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento", Rio de Janeiro, 2014.
- [3] ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2014) and Commentary (ACI 318R-2014), APPENDIX A: Strut-And-Tie Models". American Concrete Institute, Detroit, 2014.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. "Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings". London: BSI; 230p, 2004.
- [5] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). "fib Model Code for Concrete Structures 2010", Lausanne, 402 pp, 2013.
- [6] ROY, N. C.; BREÑA, S. F.. "Behavior of Deep Beams with Short Longitudinal Bar Anchorages", ACI Structural Journal, v.105, n.104, 2008.
- [7] BREÑA, S. F.; ROY, N. C.. "Evaluation of Load Transfer and Strut Strength of Deep Beams with Short Longitudinal Bar Anchorages", ACI Structural Journal, v.106, n.05, 2009.
- [8] ACI COMMITTEE 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2005) and Commentary (ACI 318R-2005), APPENDIX A: Strut-And-Tie Models". American Concrete Institute, Detroit, 2005.
- [9] WIGHT, J. K.; PARRA-MONTESINOS, G.. "Strut and Tie Model for Deep Beam Design," Concrete International, v. 25, n. 5, May, pp. 63-70, 2003.
- [10] CERVENKA, V. & CERVENKA, J.. "ATENA Program Documentation – Part 2-1: User's Manual for ATENA2D", Prague, 2003.
- [11] CERVENKA, V. & CERVENKA, J.. "ATENA Program Documentation – Part 2-2: User's Manual for ATENA3D", Prague, 2005.
- [12] BIGAJ, A.. "Structural Dependence of Rotation Capacity of Plastic Hinges in RC Beams and Slabs". Phd, Delft University of Technology, 1999.

9. APPENDIX A

A.1) Initial data for deep beam DB1-1.00:

$A_s = 4,0 \text{ cm}^2$ (longitudinal steel area of the main tie)
 $f_y = 492 \text{ MPa}$ (yielding strength of the main reinforcement)
 $f_u = 758,5 \text{ MPa}$ (ultimate strength of the main reinforcement)
 $b = 16,5 \text{ cm}$ (width of the deep beam)
 $d = 58,1 \text{ cm}$ (effective depth of the deep beam)
 $f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$ (compressive strength of the concrete)
 $h_{\text{node-bott}} = 2 \cdot (h-d) = 2 \cdot 5,40 = 10,80 \text{ cm}$ (estimated width of the main tie)
 $L_{\text{plate,bott}} = 11,4 \text{ cm}$ (length of the support plate used in the top)
 $L_{\text{plate,top}} = 20,3 \text{ cm}$ (length of the support plate used in the bottom)
 $L_{\text{beam}} = 122 \text{ cm}$ (span of the deep beam between supports)

A.2) Yielding of the main tie (assuming $f_{ck} = f_{cm}$ and $\gamma_c = 1,0$):

$F_T = A_s \cdot f_y = 4.49,2 = 196,80 \text{ kN}$
 $F_T = F_C = 196,80 \text{ kN}$
 $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250) = (1 - 33,3/250) = 0,87$
 $F_{ns} = f_{cd1} \cdot A_{cs} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{\text{top,min}} = F_C$
 $h_{\text{node-top}} = F_C / (0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b) = 196,80 / (0,85 \cdot 0,87 \cdot 33,3 \cdot 16,5) = 4,84 \text{ cm}$ (minimum height needed)

$z = d - h_{\text{node-top}}/2 = 58,1 - 4,84/2 = 55,68 \text{ cm}$
 $a = (L_{\text{beam}}/2) - (L_{\text{plate,top}}/4) = (122/2) - (20,3/4) = 55,93 \text{ cm}$
 $\alpha = \arctg(z/a) = \arctg(55,68/55,93) = 44,87^\circ$
 $F_T = F_S \cdot \cos\alpha \rightarrow F_S = F_T/\cos\alpha = 196,80/\cos 44,87^\circ = 277,68 \text{ kN}$
 $F_S = Q/\sin\alpha \rightarrow Q = F_S \cdot \sin\alpha = 277,68 \cdot \sin 44,87^\circ = 195,90 \text{ kN}$
 $Q_{1y} = P_{1y}/2 \rightarrow P_{1y} = Q_{1y} \cdot 2 = 195,63 \cdot 2 = 391,80 \text{ kN}$ (Yielding load for the main reinforcement)

A.3) Failure of the CCT bottom node ($\mu = 0,72$ according to NBR6118[2]):

Failure due to the reaction force \rightarrow
 $Q_{2y,a} = f_{cd3} \cdot A_{nz} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot L_{\text{plate,bott}} = 0,72 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 11,4 = 392,36 \text{ kN}$
 $P_{2y,a} = 2 \cdot Q_{2y,a} = 784,72 \text{ kN}$

Failure due to the tie force \rightarrow
 $Q_{2y,b} = f_{cd3} \cdot A_{nz} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{\text{node,bott}} = 0,72 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 10,80 = 371,70 \text{ kN}$
 $P_{2y,b} = 2 \cdot Q_{2y,b} = 743,40 \text{ kN}$

Failure due to the diagonal force \rightarrow
 $w_{s,bott} = L_{\text{plate-bott}} \cdot \sin\alpha + h_{\text{node-bott}} \cdot \cos\alpha = 11,4 \cdot \sin 44,87^\circ + 10,80 \cdot \cos 44,87^\circ = 15,69 \text{ cm}$
 $P_{2y,c} = f_{cd3} \cdot A_{nz} = 0,72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w_{s,bott} = 0,72 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 15,69 = 540,01 \text{ kN}$
 $P_{2y,c} = 2 \cdot Q_{2y,c} = 1080,02 \text{ kN}$

A.4) Failure of the CCC top node ($\mu = 0,85$ according to NBR6118[2]):

Failure due to the reaction force \rightarrow
 $Q_{3y,a} = f_{cd1} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (0,5 \cdot L_{\text{plate,top}}) = 0,85 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 10,15 = 412,41 \text{ kN}$
 $P_{3y,a} = 2 \cdot Q_{3y,a} = 824,82 \text{ kN}$

Failure due to the horizontal force in the strut \rightarrow
 $Q_{3y,b} = f_{cd1} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{\text{node-top}} = 0,85 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 4,84 = 196,65 \text{ kN}$
 $P_{3y,b} = 2 \cdot Q_{3y,b} = 393,30 \text{ kN}$ (Observe that this value depends on minimum $h_{\text{node,top}}$ and may be neglected)

Failure due to the diagonal force \rightarrow
 $w_{s,top} = 0,5 \cdot L_{\text{plate-top}} \cdot \sin\alpha + h_{\text{node-top}} \cdot \cos\alpha = 10,15 \cdot \sin 44,87^\circ + 4,84 \cdot \cos 44,87^\circ = 10,59 \text{ cm}$
 $Q_{3y,c} = f_{cd1} \cdot A_{nz} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w_{s,top} = 0,85 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 10,59 = 430,29 \text{ kN}$
 $P_{3y,c} = 2 \cdot Q_{3y,c} = 860,58 \text{ kN}$ (Observe that this value depends on minimum $h_{\text{node,top}}$ and may be neglected)

A.5) Failure of the diagonal bottle-shaped strut ($\mu = 0,60$ according to NBR6118[2]):

$$w_s \leq \begin{cases} w_{s,top} = 10,59 \text{ cm} \\ w_{s,bott} = 15,69 \text{ cm} \end{cases}$$

$F_S = f_{cd2} \cdot A_{ns} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot w_s = 0,60 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 10,59 = 303,73 \text{ kN}$

$Q_{4,y} = F_S \cdot \sin\alpha = 303,73 \cdot \sin 44,87^\circ = 214,28 \text{ kN}$
 $P_{4,y} = 2 \cdot Q_{4,y} = 428,56 \text{ kN}$ (Observe that this value depends on minimum $h_{\text{node,top}}$ and may be neglected)

A.6) Failure of the horizontal top strut ($\mu = 0,85$ according to NBR6118[2]):

$F_C = f_{cd1} \cdot A_{ns} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_{\text{node,top}} = 0,85 \cdot 0,87 \cdot 3,33 \cdot 16,5 \cdot 4,84 = 196,65 \text{ kN}$

$Q_{5,y} = F_C \cdot \sin\alpha/\cos\alpha = 196,65 \cdot \sin 44,83^\circ/\cos 44,83^\circ = 195,48 \text{ kN}$
 $P_{5,y} = 2 \cdot Q_{5,y} = 390,96 \text{ kN}$ (Observe that this value depends on minimum $h_{\text{node,top}}$ and may be neglected)

A.7) Selection of the prediction loads

Repeating the previous calculations considering the rupture of the main reinforcement, Table [A.1] may be constructed and load values may be organized in crescent order to determine the interest loads. Based on this crescent sequence is possible to realize that deep beam DB1-1.00 will yield for $P = 391,80 \text{ kN}$ and will fail for $P = 471,76 \text{ kN}$ (due to the failure of the diagonal strut).

Table A.1 – Predicted loads for deep beam DB1-1.00 using the proposed strut and tie model

Position	Predicted loads considering yielding of the main reinforcement	Predicted loads considering rupture of the main reinforcement
Main tie	$P_{1,y} = 391,80 \text{ kN}$	$P_{1,r} = 595,16 \text{ kN}$
CCT node	$\begin{cases} P_{2y,a} = 784,72 \text{ kN} \\ P_{2y,b} = 743,40 \text{ kN} \\ P_{2y,c} = 1080,02 \text{ kN} \end{cases}$	$\begin{cases} P_{2r,a} = 784,72 \text{ kN} \\ P_{2r,b} = 743,40 \text{ kN} \\ P_{2r,c} = 1080,02 \text{ kN} \end{cases}$
CCC node	$\begin{cases} P_{3y,a} = 824,82 \text{ kN} \\ P_{3y,b} = 393,30 \text{ kN (neglected)} \\ P_{3y,c} = 860,58 \text{ kN (neglected)} \end{cases}$	$\begin{cases} P_{3r,a} = 824,82 \text{ kN} \\ P_{3r,b} = 597,22 \text{ kN} \\ P_{3r,c} = 954,45 \text{ kN} \end{cases}$
Diagonal strut	$P_{4y} = 427,86 \text{ kN (neglected)}$	$P_{4,r} = 471,76 \text{ kN}$
Horizontal strut	$P_{5y} = 390,96 \text{ kN (neglected)}$	$P_{5,r} = 517,79 \text{ kN}$

A survey of the mechanical properties of concrete for structural purposes prepared on construction sites

Um estudo das propriedades mecânicas do concreto para fins estruturais preparado em canteiros de obras

R. R. J. RIBEIRO ^a
rosane_ribeiro25@hotmail.com

H. J. F. DIÓGENES ^b
hidelbrando@ct.ufpb.br

M. V. NÓBREGA ^b
marcilenenobrega@ufersa.edu.br

A. L. H. C. EL DEBS ^b
analucia@sc.usp.br

Abstract

This paper aims to study the concrete dosage conditions for structural purposes in construction sites, and the impacts of non-compliance of structural concrete for structural safety, having as study case the city of Angicos / RN. Were analyzed the dynamic elasticity modulus, static elasticity modulus and the compressive strength of concrete samples. Was conducted to collect the survey data, a field research aiming to gather information about dosage of concrete used in the works, as well as the collection of cylindrical specimens of 150 mm diameter by 300 mm of height, prepared according to practice of those professionals. The study indicated a clear necessity to reflection on the subject, since there is no concern, or even, a lack of knowledge by the interviewed professionals regarding the care and procedures necessary for the production of concrete with satisfactory quality, once at least 50% of evaluated construction sites presented compressive strength lower than 20 MPa, minimal strength to structural concrete, as recommended by ABNT-NBR 6118:2014.

Keywords: concrete, mechanical properties, technological control, construction site.

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo estudar as condições de dosagem do concreto para fins estruturais, produzido em canteiros obras, assim como avaliar a influência do controle tecnológico nas propriedades mecânicas do concreto e os impactos da não conformidade do concreto estrutural para a segurança estrutural, tomando como estudo de caso a cidade de Angicos/RN. Para tal foram analisadas propriedades como: módulo de elasticidade dinâmico, módulo de elasticidade estático e resistência à compressão. Foi realizado, para coleta dos dados, pesquisa de campo com intuito de coletar informações sobre a execução do concreto empregado nas obras, assim como a moldagem de corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, obtidos de misturas dosadas conforme a prática dos profissionais ali presentes. O estudo indicou a evidente necessidade de reflexão sobre o tema exposto, visto que não há preocupação, ou ainda, falta conhecimento por parte dos profissionais em relação aos cuidados e procedimentos necessários para produção de concretos com qualidade satisfatória, dado que, pelo menos, 50% das obras avaliadas apresentaram resistências à compressão inferiores a 20 MPa, resistência mínima para concretos estruturais, conforme preconiza a ABNT-NBR 6118:2014.

Palavras-chave: concreto, propriedades mecânicas, controle tecnológico, canteiro de obra.

^a PEC-UFRN, Angico, RN, Brasil;

^b Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, João Pessoa, PB, Brasil;

^c Universidade Federal Rural do Semiárido, Departamento de Ciências Exatas, Humanas e Tecnológicas, Angico, RN, Brasil;

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

1. Introduction

The large use of concrete as a construction material brings many concerns to the involved professional regarding its quality. The usual way to ensure the satisfactory behavior of used concrete is to control some chosen properties of the material, such as elasticity modulus, compressive strength and workability, aiming to achieve the structural performance and safety requirements imposed by the Standard Codes. However, many factors can interfere on the properties of the materials and consequently on the quality of the obtained concrete, since the behavior is directly associated to the used materials, the chosen admixture and the production process. First step to ensure the concrete intended characteristics producing a desired performance is the correct chose of the components besides their correct storage avoiding any contamination. Subsequent step is the design of the concrete dosage defining the ideal proportion of each component [14].

NBR 12655: 2006 [5] determines the procedures for mix, control and reception of concretes made with Portland cement, establishing two of dosage method: empirical or rational and experimental. First method permits defining the dosage empirically for concrete of class C10, with minimum cement consumption of 300 kg/m³. Regarding rational and experimental dosage, the procedure is developed using materials and conditions similar to the construction site for concretes from class C15 or higher. The dosage is defined based on the design requirements and implementation conditions, and must be redone each time a change occurs regarding brand, type or class of cement, origin and quality of aggregates and additional components.

Besides determining conditions for the preparation of concrete admixture and concrete reception, NBR 12655: 2006 [5] also establishes the responsibilities of the involved professionals and gives the acceptance criteria for both types of the concrete, prepared onsite and in production centers. Those criteria are related to slump tests and compressive strength tests or other tests if necessary, so that it is checked the level of concrete satisfaction regarding performance and durability of the structure facing the exposure conditions.

Large constructions usually have monitoring of concrete, including all aspects of production, from the choice of the materials to the curing process and formwork stripping. Small and medium-sized constructions, however, most of the times neglect the normative specifications for the technological control of concrete, with the connivance of those responsible for this control [12].

In a survey conducted in 2008 on the procedures used in the production of concrete in the South Central region of Sergipe for small and medium-sized constructions, Gomes Neto et al. [12] reported quite negative results. Although it was not expected that constructions in the interior of the state presented control similar to large works located in the capital, it was expected that there were at least some basic technological care. Since the construction sites had professionals responsible by the works, it was expected controlling on the amount of mixing water and on the concrete compressive strength at 28 days.

Matta et al. [15] in a survey entitled: "Comparative study of the technical and financial performance of the concrete prepared in the plant and work," also detected a great influence of human performance on the concrete characteristics, particularly if there is not a good control during concrete preparation.

1.1 Objectives

Thus, the present work aims to study the production conditions of concrete used for structural purposes. Small and medium-sized construction sites are focused evaluating the influence of technological control on the mechanical properties of concrete. Based on the available technical literature, a discussion on the impacts of non-compliance of structural concrete for structural safety is also presented. It is also an objective to alert the community installed in the vicinity of the Federal Rural University of Semi-Arid Campus Angicos (UFERSA - Angicos), about the risks associated to poor technological management of concrete

Therefore, to achieve the considered objectives, it is proposed the experimental evaluation of the dynamic modulus of elasticity, the static modulus of elasticity and the compressive strength of concrete from some construction sites, as well as the discussion and dissemination of the obtained results.

2. Materials and experimental program

The experimental program presented in the following items of this study are the results of a research conducted by the student Rosane Rayanne Jota Ribeiro as the Final Project of the Civil Engineering course, in the Rural Federal University of Semi-Arid, Campus Angicos. She was also a voluntary member of a Research Project named *Acoustic Response: An alternative to the technological control of concrete, mortar and pottery for Angicos and Region*, where the basis of this study were acquired.

2.1 Field of study

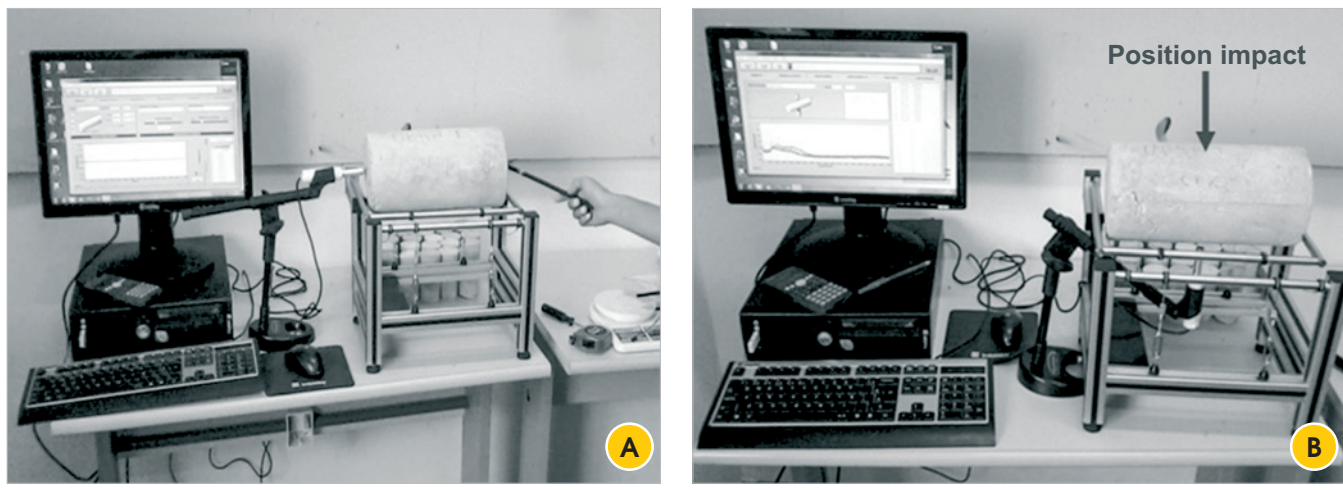
The studied sites are located in the city of Angicos / RN, in the Potiguar Central Hinterland, with an area of 741.65 km² and an estimated population of 11,549 inhabitants [13]. The research was conducted in the period comprising the months of April to July, 2014.

2.2 Considered construction sites

Ten sites were selected, among residential, commercial and public buildings. These were cataloged and then a form to obtain the necessary information for the study was applied. The issues addressed in the form were:

- i. Who owns the building?
- ii. Which are the construction purpose and the delivery time?
- iii. The construction has a technical lead? If so, how he conducts the building control?
- iv. What is the purpose (s) and feature (s) of the concrete used in the site?
- v. Who and how was determined the used admixture(s)?
- vi. Is there some technological control of concrete?
- vii. The concrete is produced in the site?
- viii. What type of binder, sand and gravel are used in the concrete production? In which deposit were acquired sand and gravel?
- ix. The concrete mix is manual or mechanical? How is made the mix of concrete components?
- x. How is the storage of the component materials of concrete (binder, sand, crushed stone and water)?
- xi. Which are the dimensions of the stretchers of sand and gravel?

Figure 1 - a) Test for obtaining the longitudinal dynamic modulus, b) Test for obtaining the dynamic flexural modulus



xii. Have concrete ever presented some anomaly? If so, what kind of anomaly?

2.3 Procedures for samples collection

They were collected six (6) cylindrical specimens with dimensions 150 mm diameter by 300 mm in height, for each evaluated project, 60 specimens, in total. The collection took place according to the NBR 5738: 2008 [1], always being held by the same person.

2.4 Slump test

In each site participant of the research, the consistency of concrete was investigated through the test popularly known as Slump Test. The procedures for testing were performed according to NBR NM 67: 1998 [6].

2.5 Dynamic elasticity modulus

Six (6) specimens for each assessed site were tested using the Sonelastic® software. The Sonelastic® determines the elastic moduli and damping from the natural vibration frequencies obtained by the impulse excitation technique. This test was performed according to the recommendations of ASTM C215: 2008 [7].

In the impulse excitation technique, the acoustic response in a defined direction of vibration is obtained when the concrete specimen is connected to wires at nodal points and receives a flick that induces vibration. This response consists of one or more natural vibration frequencies, from which is computed the modulus of elasticity [10]. Figure [1] shows the execution of the test.

It is noteworthy that this test was preferably chosen for the availability of the equipment in the campus of UFERSA – Angicos, which is

Table 1 - Construction sites with technical support

Construction sites (CS)	Type of building	Monitoring of responsible technician
1	Professors Block 02 UFERSA – Angicos	Daily
2	Laboratory of Civil Engineering – UFERSA/Angicos	Daily
3	Cafeteria UFERSA – Angicos	Daily
4	Restaurant and inn	Twice a week
5	Commerce and house	There is not
6	House	There is not
7	Bakery	Twice a week
8	University residence of UFERSA – Angicos	Daily
9	House	Monthly
10	Municipal health center	Twice a week

still under construction. It was acquired through a research grant from CNPq (Process No. 409952 / 2013-3), because the relatively low cost when compared to conventional equipment.

2.6 Static elasticity modulus

After performing the non-destructive testing to determine the dynamic modulus of elasticity, three (3) specimens of the batch of six (6) collected in each site, were transported to the Building Materials Laboratory of the Federal University of Rio Grande do Norte (UFRN), where the process of capping with sulfur and subsequent completion of the static modulus of elasticity and compressive strength tests were performed. The remaining specimens were preserved, since there is an interest of using them in future research on aspects of durability.

The tests performed to determine the concrete static modulus of elasticity were performed according to the NBR 8522: 2008 [3]. Two (2) specimens out of three (3) were separated for this purpose and one (1) of them was used to estimate the concrete initial compressive strength, avoiding any damage to the strain gauge due to a sudden rupture of the specimen.

2.7 Compressive strength

The compressive strength of concrete was determined by axial compression tests of cylindrical specimens, according to the requirements set by the NBR 5739: 2007 [2]. In this test thirty (30) specimens, three (3) of each construction site, were subjected to axial compression in servo-hydraulic press EMIC DL-30000 with 300KN load capacity.

3. Results and discussion

3.1 Forms application

The 10 construction sites included in the research showed great diversity of functions, ranging from university cafeteria and laboratory facilities to single-family residence, as shown in Table [1]. This diversity is the result of increasing development for which the city has undergone since 2009, when it became a federal university center.

The constructions that before were limited to few residences and commercial establishments now have another purpose, in order to meet the needs for infrastructure of the new university and Angicos community.

This fact produced a new culture in construction processes in the region, starting with the deployment of a technician responsible for monitoring the sites. Although this does not occur in all cases and not every day, an increasing trend of this practice is observed in the town. This is likely when it is observed that there is a new pole generator of skilled labor in the city.

This fact influenced a new culture in construction processes, starting with the deployment of a technician responsible for monitoring the work. Although this practice does not occur in all cases, not every day, you can see a breakthrough in this direction and an increasing trend of implementation of this practice. This trend is likely when it is observed that there is a hand pole generator of skilled labor in the city.

Analyzing the national panorama, according to estimative of the Federal Council of Engineering and Agronomy (Confea) [8], Brazil has a deficit of 20,000 engineers per year. In this sense, access to these professionals in remote locations from large urban centers, it is difficult and often expensive (or almost inaccessible).

When comparing, for example, the income per capita of the town of Angicos / RN, R \$ 334.85, with the income of the state capital, Natal / RN, R \$ 921.29, according to DATASUS [13] it can be noticed that this is a determining factor for the access to expert technical service. In table [1] it can be observed that the monitoring of a technical manager varies with the size and character of the construction. For public buildings 1, 2, 3 and 8, considered larger compared to the others, the

Table 2 – Concrete proportions adopted and applicability of concrete

Construction site	Proportion 1 : a ¹ : b ¹ : a/c ² (In mass)	Who determines the concrete mix	Method used to determine the proportion	Applicability of concrete
1	1 : 2,80 : 4,40 : 0,56	Contractor	Does not know	Foundation, pilar and beam
2	1 : 2,90 : 3,64 : 0,56	Contractor	Does not know	Foundation, pilar and beam
3	1 : 2,73 : 5,24 : 0,61	Engineer	Spreadsheet	Foundation, pilar and beam
4	1 : 2,17 : 2,37 : 0,56	Engineer	Does not know	Foundation, pilar, beam and slabs
5	1: 4,35 : 4,75 : 1,08	Mason	Experience	Pillar, beam and slabs
6	1: 4,35 : 4,75 : 1,44	Hodman and Mason	Experience	Pillar and beam
7	1 : 4,35 : 4,75 : 0,80	Engineer	Does not know	Foundation, pilar and beam
8	1: 3,92 : 4,28 : 0,72	Master builder	Experience	Footing
9	1 : 4,35 : 1,58 : 1,08	Engineer	Does not know	Pillar and beam
10	1 : 4,35 : 2,37 : 1	Engineer	Does not know	Pilar

* Aggregate fine and coarse respectively; ² Water/cement ratio.

daily presence of a qualified professional has been verified, as in commercial buildings 4 and 7. A similar situation is observed for the municipal health center building, construction 10, with monitoring only two days a week. However, for buildings 5 and 6, considered smaller, there is no professional monitoring and mason himself is "responsible" for the construction.

As can be seen in Table [2], although there is no technical support solely for buildings 5 and 6, just the concrete used for buildings 1, 2, 3 and 4 did not exceed the maximum limit of 0.65 for the water / cement ratio, as set in NBR 6118: 2014 [4]. It is noted that for building 6, the used water / cement ratio was about 122% greater than the limit established by the standard code. The used admixtures were distinct in all situations; however, for constructions 5, 6 and 7 the only differential parameter is the used water /cement ratio.

Table [2] also shows that in three buildings the admixtures were defined by: mason (work 5), stonemason and servant (work 6) and work master (work 8), based on experience only. However, it should be noted that this last construction held a responsible technician on a daily basis. In the building 3, unlike those, the responsible engineer

determined the dosage of concrete making use of a spreadsheet.

In the other cases the dosages were determined by an engineer, however, people who answered the form did not inform the methodology used for the determination of the admixtures.

It should be noted that the persons who provided the information were representatives of companies / persons hired to perform the constructions, however, in some cases these representatives were "temporary responsible" (stockmen, trainees, bricklayers, etc.). They lead the works in the absence of a superior authority, since not always there was a responsible engineer. Purposely, filling out the form was not restricted to engineers or owners in order to assess as the design indeed happened.

It is a consensus that the most reliable way to establish a mix is using the scientific methods already established in the literature. It is determined based on material properties, target compressive strength and desired workability of concrete. At the end, its adequacy should be verified by testing, to verify if the target concrete characteristics were met.

The aggregates used for the production of concrete usually were not stored in accordance with the recommendations of ISO 12655: 2006

Figure 2 – Provision of materials: a) and c) willing materials through the vegetation, b) Deposit for cement storage, d) barrel used to store water

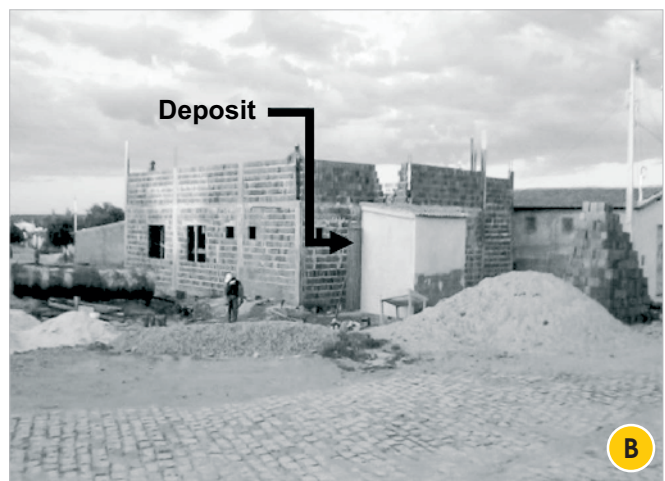


Figure 3 - Layout of materials: a) and d) water tanks, b) materials stored on public streets and close to rubble, c) sand storage



[5], being vulnerable to contamination, as shown in Figures [2] and [3]. Generally, the cement was placed in deposits in the sites or in the neighborhood.

The predominantly used sand was coarse and medium sized, while the coarse aggregate consisted of crushed granite numbers 0, 1 and 2. The measuring of the granular materials was made using wheelbarrows, stretchers or even tins. For the water, the used instrument was a not graduated bucket, with the exception of the construction 9 where the addition of water occurred with a hose. So it is clear the complete lack of control over the amount of water added to the mixture. For homogenization of concrete they were used both, manual and mechanical processes. Table [3] describes the materials and tools used for the production of concrete.

When asked if the concrete had shown any irregularities, all the managers immediately said no. However, Figure [4] shows that 10%, or only one construction (3), had performed the technological control of concrete till then, which implies that in the other cases the actual mechanical properties of the used concrete were not really known.

3.2 Slump test

The first analyzed property was the consistency of the concrete (Figure [5]). It was observed that 50% of the buildings preferred a "slightly dry" concrete, and the lower rebate, of 35 mm, reported for the sites 1, 2 and 4. The remaining ones opted for a more plastic consistency, seeking greater workability, thus requiring a larger amount of water, since additive was not used in any site.

Despite the sites 5 and 6 had the same proportions of aggregates and little difference of consistency they presented a considerable variation in the used amount of water. Furthermore, as will be shown below, the compressive strength of test specimens from site 7 was 33% lower than that from site 6, which also had the same amount of dry materials. It should be noted that on several occasions it has been observed that the measure bucket was not completely filled during the addition of water, which turned even more inaccurate the information regarding the volume of used water.

The construction 7 showed the highest rebate followed by the construction 10, however, the latter used additional 10 liters of water and

Table 3 – Materials and tools used for the production of concrete

Construction site	Sand	Granitic crushed rock	Cement type	Homogenization of concrete	Tools for prepare the proportions
1	Coarse sand	Nº 1	CP IV-32 RS	Mechanics	Padiola and bucket
2	Coarse sand	Nº 1	CP IV-32 RS	Mechanics	Padiola and bucket
3	Medium sand	Nº 1	CP IV-32 RS	Mechanics	Padiola and bucket
4	Coarse sand	Nº 1	CP II Z -32 RS	Mechanics	bucket
5	Medium sand	Nº 1	CP IV-32 RS	Manual	Wheelbarrow and bucket
6	Coarse sand	Nº 0	CP IV-32 RS	Manual	Wheelbarrow and bucket
7	Coarse sand	Nº 1	CP IV-32 RS	Mechanics	Wheelbarrow and bucket
8	Medium sand	Nº 1	CP II -32 RS	Mechanics	Wheelbarrow and bucket
9	Coarse sand	Nº 0	CP II Z -32 RS	Manual	Wheelbarrow and bucket
10	Coarse sand	Nº 2	CP II -32 RS	Manual	Wheelbarrow and bucket

smaller proportion of coarse aggregate. In view of the opposed data, it is believed that the amount of water used in the construction 7 was much higher than that reported.

3.3 Módulo de elasticidade dinâmico

Figure [6] presents the average results for the dynamic elastic modulus. As expected, the longitudinal dynamic moduli were higher than the flexural moduli since the concrete has a higher rigidity to compression than flexure.

The concrete from constructions 7, 9 and 10 are those with smaller moduli, while the constructions 2, 4, 6 and 8 present the higher values. The higher the water / cement ratio of the concrete, the lower the obtained modulus of elasticity. Sites 6 and 9, which have adopted the same types of aggregates and similar dosages, differing only the proportion of gravel and water, obtained values of dynamic modulus of elasticity with a difference over 4.7 GPa.

Dynamic modules of higher values possibly will lead to higher

Figure 4 – Construction sites that perform or not the technological control of concrete

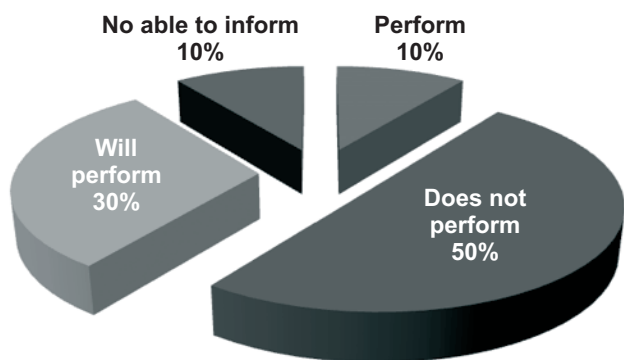
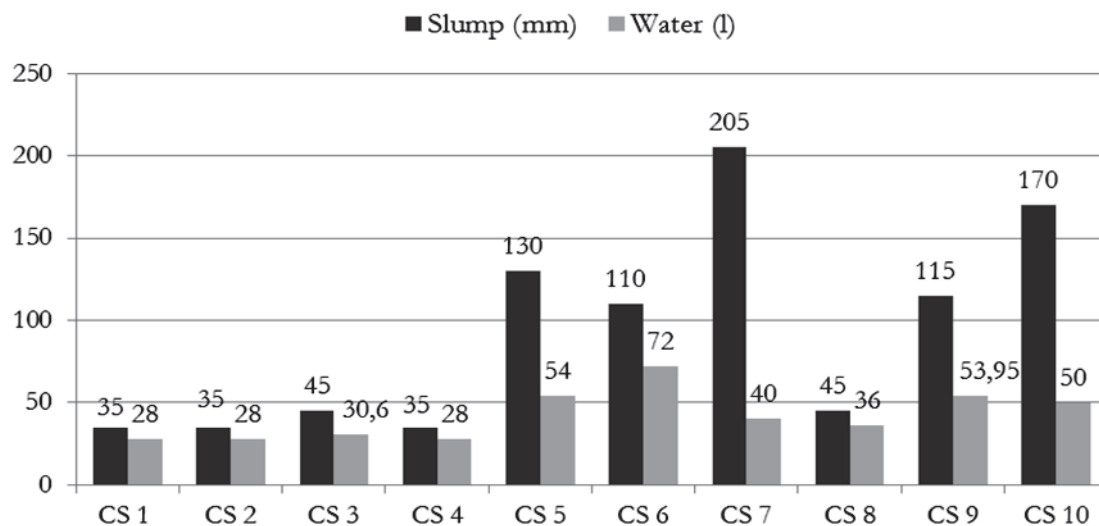


Table 4 – Static elasticity module from the static test

Construction site	E_c^1 (GPa)	D.P. ² (GPa)
1	18,95	0,97
2	20,9	0,15
3	17,95	0,18
4	25,5	1,34
5	15,65	0,05
6	18,9	1,67
7	16,1	0,006
8	23,65	0,19
9	15,85	0,32
10	14,75	2,88

¹ Module obtained in static elasticity test; ² Standard deviation.

Figure 5 - Slump of concrete and water volume



static modulus, and consequently to concrete with higher compressive strength and lower flow.

3.4 Static elasticity modulus

Table [4] presents the average results obtained for the static elasticity modulus. Among the 10 construction sites, only 2, 4, 8 had

a value for the static modulus higher than 20 GPa. NBR 6118: 2014 [4] states that the elastic deformation of the concrete depends on the concrete mix and nature of the aggregates. This is evidenced by the results of Table [4], since the constructions which had the lowest static modulus (works 10, 5, 9, 7, 3, 6, 1, respectively) used admixtures with the highest water / cement and aggregates ratios. Adopting larger aggregates proportion will produce concretes with

Figure 6 - Average of dynamic modulus of elasticity obtained left the natural frequencies of longitudinal and flexural vibration

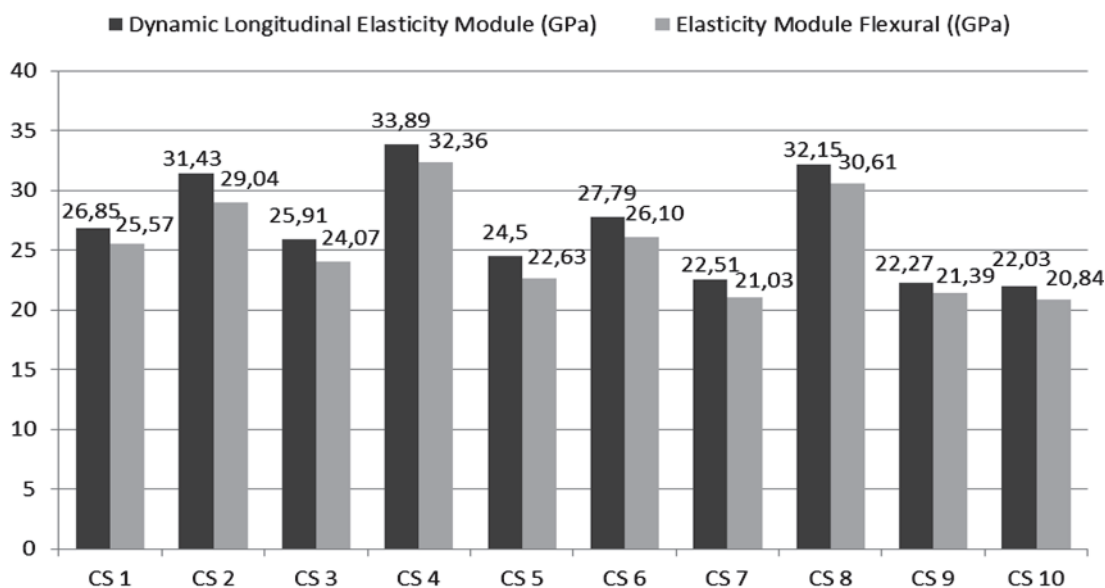


Table 5 – Difference between the longitudinal dynamic modulus and the static modulus of elasticity

Construction site	Difference	
	%	(GPa)
1	29,4	7,90
2	33,5	10,53
3	30,7	7,96
4	24,8	8,39
5	36,1	8,85
6	32,0	8,89
7	28,5	6,41
8	26,4	8,50
9	28,8	6,42
10	33,0	7,28

drier consistency, requiring additional water to get workability, which will result in a decrease of the elasticity modulus.

The dynamic modulus corresponds approximately to the initial tangent modulus, in general 20, 30 and 40% higher than the static modulus of elasticity for concretes with high, medium and low strength, respectively [14]. However, the authors do not indicate which static modulus such deformation is associated to. For comparison, Table [5] presents the difference between the dynamic modulus of elasticity originating from the longitudinal vibration frequencies and the static modulus. As it can be seen, the values are similar to those suggested in the literature.

3.5 Compressive strength

Compressive strength values obtained in the tests described in item

Figure 7 – Incorrect addition of water to the concrete



2.7 are presented in Table [6]. The results ranged from 14.48 MPa (site 10) to 44.48 MPa (site 4).

Note that the concretes with higher compressive strength were those concerning the medium sized constructions, whose dynamic modulus reached higher values. However, the same cannot be said for the small sized constructions.

Construction sites 4, 2, 8, 6:01 respectively, had the highest compressive strength values, while the others even reached the minimum value of 20 MPa required in NBR 6118: 2014 [4]. Conveniently, sites with satisfactory concrete compressive strength are those that have daily or weekly monitoring of a technician, except for site 6.

Analyzing the water / cement ratio (a / c) as one of the influential parameters on the quality of the concrete, it is clear that the constructions with concrete lower compressive strength (works 5, 7, 9 and 10) used a higher proportion of water. In the site 9, the w / c ratio

Table 6 – Strength of concrete in compression

Construction site	Compression strength (MPa)	Standard deviation	Ed* (GPa)	a/c
1	23,46	5,45	26,85	0,56
2	29,32	0,47	31,43	0,56
3	19,44	5,08	25,91	0,61
4	44,48	0,94	33,89	0,56
5	17,42	0,83	23,83	1,08
6	24,76	2,63	27,79	1,44
7	18,6	0,16	22,51	0,80
8	25,31	1,50	32,15	0,72
9	16,45	1,33	22,27	1,08
10	14,48	1,66	22,03	1

* Average of the longitudinal dynamic module.

seems to be much higher than reported, since at certain times there was no control of the amount of water added to the mixture, as seen in Figure [7].

For construction 6, despite the higher w/c ratio informed, a very significant concrete compressive strength was obtained. It is noteworthy that one of the study's premises was the non-interference of the researchers on the mixing / dosage procedures. So, an increase in the amount of cement may possibly have happened, producing a change in the adopted mix not reported by the respondent.

3.6 A brief discuss on the costs of the absence of concrete technological control

As noticed in previous sections, it was observed a significant absence of technological control of concretes in most of the researched construction sites. In this sense, within the objectives set out in item 1.1, this study aims to alert the community from the university for the problems associated to the non-compliance of the concrete used in the constructions. For this, two main axes of discussion had been established:

I. About structural safety

It is known that non-compliance of the concrete can cause various problems, mainly of structural nature, since the compressive strength and elasticity modulus are key parameters for the structural design establishing the construction safety.

Santiago [17] in his study of the non-conform concrete produced in Brazil and its influence on structural reliability reports that, among the structural elements, the short columns subjected to axial compression are the most dependent on the compressive strength of concrete. The author [17] also reported a significant reduction in the reliability of short columns due to the non-conformity of concrete.

The reduction in the reliability of the structures or structural elements generated by the low compressive strength is something that needs to be addressed immediately by the technician. It is imperative to avoid physical and psychological risks to the people around the construction sites or even after, during the service life of the buildings. The non-compliance of concretes can directly affect the structural safety of the buildings.

Cunha et al. [9], in their work on structural accidents, discussed the causes of the collapse of a four (4) floors building in Volta Redonda / RJ that caused the death of eight (8) people and left 24 (twenty four) injured. Among the reasons that led to the fall of the building was detected the low compressive strength of concrete, possibly due the use of incorrect admixture, lack of vibration and inadequate curing of concrete. This fact confirms once again the need for greater concern, control and supervision over the use of nonconforming concrete.

II. Economic impact on the constructions

If, in one hand, the use of non-conform concretes can reduce the safety of the structures causing accidents, on the other this can lead to serious financial losses. According to Magalhães [16], the non-compliance of concretes results in significant economic losses, as they may need project reassessment, extraction and testing of samples, strengthening and even demolition of the structure. The greater the need for concretes with higher resistance, the greater will also be

the cost to repair the problems due to non-compliance of concrete.

In this regard, using as reference the full cost table provided by the Secretary of Infrastructure of Ceara (SEINFRA), a cubic meter of concrete with compressive strength 20 MPa costs R\$302.52, while concretes C25 and C30 cost R\$309.11 and R\$332.98, respectively [18]. But the grout, widely used in structural strengthening, necessary most of the times that the non-compliance of concrete is presented, costs R \$ 4,105.99/m³, including the costs of casting and curing [18]. Note also that most of the constructions evaluated in this study were carried out with public funds, where the non-compliance of concretes should not occur, under penalty of repaying the monetary losses to the public treasury.

Therefore, a precise analysis on the factors and processes that lead to the non-compliance of concretes in many civil constructions is the first step to correct this problem. Achieving the specified standards appears to be an important issue to be discussed by the civil construction industry, since the damages outweigh the costs of preventive actions.

4. Conclusion

This study evaluated the conditions of production and dosage of concrete for structural purposes produced at construction sites. An experimental analysis of some parameters for fresh and hardened concrete, as consistency, modulus of elasticity and compressive strength was performed, which allowed the authors inferring the quality of the used structural concrete.

Based on the obtained results, it was verified the relevance of the presence of a technician supervising the construction. In Angicos / RN, where this study was focused, there was a clear improvement in the properties of concretes produced on sites with professional supervision. However, in some cases, adopted admixtures were not sufficient to guarantee the minimum conditions of safety and durability specified by the standard codes.

The results showed that in 70% of the studied sites the static elasticity modulus showed values lower than 20 GPa. Table 8.1 from ABNT NBR 6118: 2014 [4] presents 25 GPa as the minimum value for the modulus of elasticity and the equivalent compressive strength of 20MPa. In this sense, only 10% of the assessed constructions would meet this standard, considering, of course, the target for compressive strength as 20 MPa. It can also be observed that the relationship between the dynamic and static modulus is similar to the values suggested in the references [14].

Regarding the compressive strength of concrete, in 50% of the constructions presented values below 20 MPa. It is worth noting that only the constructions 1, 2, 3, 4 and 8 had a compressive strength specified in the design, whereas the others had no structural design at all. Still, the constructions 1 and 3 did not meet the 25 MPa designed strength, while the others met the minimum specified strength, in the case of constructions 2 and 8 of 25 MPa, and for the constructions 4 of 30 MPa. It is important to note that some of the buildings were public and had federal management, and theoretically should go through strict quality control.

In general, it was observed that the concrete mixes practiced in the sites often do not satisfy the required workability and mechanical properties. There are mixes with excess or insufficient sand, gravel and / or water, characterizing the absence of effective dosage methods.

The lack of quality of used materials as well as their inadequate

storage can affect the outcome of the samples. In addition, the absence of correction of the humidity for aggregates may have caused water / cement ratio higher than intended. The lack of knowledge of the professionals involved in the production process also contributed significantly to changes in the quality of the obtained concrete.

Thus, there is a clear need for public awareness on the issues addressed in this study; not only for the Potiguar Central Hinterland, where this study was conducted, but in a broader way. Concrete is widely used as construction material, with little or none monitoring of its properties in most of the small constructions. And yet, this awareness must reach especially the technical community that has ignored a priori the risks for structural safety and durability of the buildings by not following the regulatory requirements.

5. Acknowledgements

The authors would like to thank CNPq (National Council of Research and Development), by the support to the project "Acoustics Response: An alternative to the technological control of concrete, mortar and pottery for Angicos and Region.", and to the Laboratory of Materials and Construction of UFRN for carrying out the tests.

6.1 References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738. Rio de Janeiro, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova: NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade de deformação e da curva tensão-formação: NBR 8522. Rio de Janeiro, 2008.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto armado: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Preparo, controle e recebimento: NBR 12655. Rio de Janeiro, 2006.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NM 67, 1998.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C215-08: Standard test method for fundamental transverse, longitudinal and torsional frequencies of concrete specimens. Philadelphia, 2008.
- [8] CONFEA. Conselho Federal de Engenharia e Agronomia. A falta de Engenheiros. Disponível em: <<http://www.confea.org.br/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=15360&sid=1206>>. Acesso em: 08 de dezembro de 2015.
- [9] CUNHA, Albino Joaquim Pimenta; et al.. Acidentes Estruturais na Construção Civil. Editora Pini LTDA, Volume I, São Paulo/SP, 1996.
- [10] DIÓGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; DEBS, M. K. El; DEBS A. L. H. C. El. Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2011.
- [11] DATASUS. Ministério da Saúde. Sistema Único de Saúde. Renda Média Domiciliar per Capita. Disponível em: <<http://tabnet.datasus.gov.br/cgi/deftohtm.exe?ibge/censo/cnv/rendabr.def>>. Acesso em: 08 de dezembro de 2015.
- [12] GOMES NETO, David de Paiva; et al..A situação do controle tecnológico do concreto em Obras da região centro-sul de Sergipe. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, 2009, Curitiba. Anais.
- [13] IBGE. Cidades@. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=240080&search=rio-grande-do-norte|angicos>>. Acesso em: 10 maio. 2014.
- [14] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 2008.
- [15] MATTA, Daniel T.; et al.. Estudo comparativo do desempenho técnico e financeiro entre os concretos preparados na usina e na obra. In: CONGRESSO NACIONAL EM EXCELÊNCIA EM GESTÃO, 10, 2014, Rio de Janeiro. Anais.
- [16] MAGALHÃES, Fábio Costa. A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre/RS, 2014. Tese de Doutorado.
- [17] SANTIAGO, Wagner Carvalho. Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos/SP, 2011. Dissertação de Mestrado.
- [18] SEINFRA. Secretária da Infraestrutura do Estado do Ceará. Disponível em: <<http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos-unificada>>. Acesso em: 09 de dezembro de 2015.

A survey of the mechanical properties of concrete for structural purposes prepared on construction sites

Um estudo das propriedades mecânicas do concreto para fins estruturais preparado em canteiros de obras

R. R. J. RIBEIRO ^a
rosane_ribeiro25@hotmail.com

H. J. F. DIÓGENES ^b
hidelbrando@ct.ufpb.br

M. V. NÓBREGA ^b
marcilenenobrega@ufersa.edu.br

A. L. H. C. EL DEBS ^b
analucia@sc.usp.br

Abstract

This paper aims to study the concrete dosage conditions for structural purposes in construction sites, and the impacts of non-compliance of structural concrete for structural safety, having as study case the city of Angicos / RN. Were analyzed the dynamic elasticity modulus, static elasticity modulus and the compressive strength of concrete samples. Was conducted to collect the survey data, a field research aiming to gather information about dosage of concrete used in the works, as well as the collection of cylindrical specimens of 150 mm diameter by 300 mm of height, prepared according to practice of those professionals. The study indicated a clear necessity to reflection on the subject, since there is no concern, or even, a lack of knowledge by the interviewed professionals regarding the care and procedures necessary for the production of concrete with satisfactory quality, once at least 50% of evaluated construction sites presented compressive strength lower than 20 MPa, minimal strength to structural concrete, as recommended by ABNT-NBR 6118:2014.

Keywords: concrete, mechanical properties, technological control, construction site.

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo estudar as condições de dosagem do concreto para fins estruturais, produzido em canteiros obras, assim como avaliar a influência do controle tecnológico nas propriedades mecânicas do concreto e os impactos da não conformidade do concreto estrutural para a segurança estrutural, tomando como estudo de caso a cidade de Angicos/RN. Para tal foram analisadas propriedades como: módulo de elasticidade dinâmico, módulo de elasticidade estático e resistência à compressão. Foi realizado, para coleta dos dados, pesquisa de campo com intuito de coletar informações sobre a execução do concreto empregado nas obras, assim como a moldagem de corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, obtidos de misturas dosadas conforme a prática dos profissionais ali presentes. O estudo indicou a evidente necessidade de reflexão sobre o tema exposto, visto que não há preocupação, ou ainda, falta conhecimento por parte dos profissionais em relação aos cuidados e procedimentos necessários para produção de concretos com qualidade satisfatória, dado que, pelo menos, 50% das obras avaliadas apresentaram resistências à compressão inferiores a 20 MPa, resistência mínima para concretos estruturais, conforme preconiza a ABNT-NBR 6118:2014.

Palavras-chave: concreto, propriedades mecânicas, controle tecnológico, canteiro de obra.

^a PEC-UFRN, Angico, RN, Brasil;

^b Universidade Federal da Paraíba, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, João Pessoa, PB, Brasil;

^c Universidade Federal Rural do Semiárido, Departamento de Ciências Exatas, Humanas e Tecnológicas, Angico, RN, Brasil;

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

1. Introdução

O vasto uso do concreto como material de construção imputa ao meio técnico a preocupação em relação a sua qualidade, sendo esta caracterizada quando algumas propriedades predefinidas, como por exemplo, o módulo de elasticidade, resistência à compressão, trabalhabilidade, atendem aos requisitos de desempenho e segurança estrutural impostos nas normas vigentes. No entanto, muitos fatores podem interferir no nível de qualidade e conseqüentemente em suas propriedades, visto que seu comportamento está diretamente associado à dosagem, tipo de material utilizado e ao processo de produção.

A escolha dos materiais componentes do concreto é o princípio da busca por concretos com características específicas que resulte no desempenho desejado, é necessário que esses materiais sejam armazenados de forma que não haja contaminação. O passo posterior é a dosagem do concreto, por meio do qual é obtida a proporção ideal entre os componentes [14].

A NBR 12655: 2006 [5] especifica os procedimentos para preparo, controle e recebimento do concreto de cimento Portland, estabelecendo dois tipos de dosagem: dosagem empírica e dosagem racional e experimental. No primeiro modo de dosagem, o traço pode ser estabelecido empiricamente para o concreto da classe C10, com consumo mínimo de cimento 300 kg/m³.

No que tange a dosagem racional e experimental, esta é realizada para composição de concreto de classe C15 ou superior, sendo o estudo de dosagem realizado com os mesmos materiais e em condições análogas à obra, com base nas prescrições do projeto e condições de execução, devendo ainda, o cálculo da dosagem ser feito cada vez que houver mudança de marca, tipo ou classe do cimento, na procedência e qualidade dos agregados e demais materiais.

A NBR 12655: 2006 [5] além de determinar condições para o preparo da mistura e verificações para recebimento do concreto, estabelece as responsabilidades dos profissionais envolvidos com o desempenho final do material, assim como fornece os critérios de aceitação do concreto tanto produzido na obra quanto em central. Esses critérios estão relacionados aos ensaios de consistência e resistência à compressão ou outros ensaios específicos caso seja necessário, de modo que seja verificado o grau de satisfação do concreto em relação ao seu desempenho e durabilidade frente às condições de exposição da estrutura.

No entanto, diferente do que ocorre nas obras de grande porte, que geralmente realizam acompanhamento tecnológico do concreto e dos aspectos da produção desde a escolha dos materiais constituintes até aos processos de cura e desformas, as obras de pequeno e médio porte, na maioria das vezes, negligenciam as especificações normativas referentes ao controle tecnológico do concreto, inclusive com a conivência dos responsáveis por esta [12].

Em pesquisa realizada no ano de 2008 em obras de pequeno e médio porte, sob os procedimentos utilizados na produção dos concretos na região do Centro-Sul de Sergipe, Gomes Neto et al. [12] relata que os resultados obtidos foram bastantes negativos. Visto que, apesar de não ser esperado que as obras do interior do Estado obtivessem configuração do controle tecnológico semelhante às obras de maior porte situadas na capital, imaginava-se que houvesse cuidados básicos, como o controle da adição da água de amassamento e confirmação da resistência à compressão aos 28 dias, visto que as obras possuíam acompanhamento de profissionais qualificados.

Matta et al. [15], também em pesquisa realizada, intitulada: “Estudo comparativo do desempenho técnico e financeiro entre os concretos preparados na usina e na obra”, destaca que os resultados obtidos indicaram que há grande influência do desempenho humano sobre as características do concreto, principalmente se não forem tomados os cuidados no preparo e controle.

1.1 Objetivos

Diante disso, o presente trabalho tem como objetivo principal estudar as condições de confecção do concreto utilizado com finalidade estrutural produzido em canteiros de obras de pequeno e médio porte, objetivando avaliar a influência do controle tecnológico nas propriedades mecânicas do concreto e discutir com a literatura técnica sobre os impactos da não conformidade do concreto estrutural para a segurança estrutural. Ainda é objetivo, alertar a comunidade instalada no entorno da Universidade Federal Rural do Semiárido Campus Angicos (UFERSA – Angicos), acerca dos riscos associados à má gestão tecnológica do concreto.

Para tanto, propõe-se atingir os objetivos propostos por meio da avaliação experimental do módulo de elasticidade dinâmico, do módulo de elasticidade estático e da resistência à compressão, bem como pela divulgação dos resultados encontrados.

2. Materiais e programa experimental

O programa experimental que será apresentado nos itens seguintes do presente estudo é resultado da pesquisa desenvolvida no período de conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil da aluna Rosane Rayanne Jota Ribeiro, da Universidade Federal Rural do Semiárido, Campus Angicos. Também bolsista voluntária do Projeto intitulado *Resposta Acústica: Uma alternativa para o controle tecnológico do concreto, da argamassa e da cerâmica da cidade de Angicos e Região*.

2.1 Caracterização da área de estudo

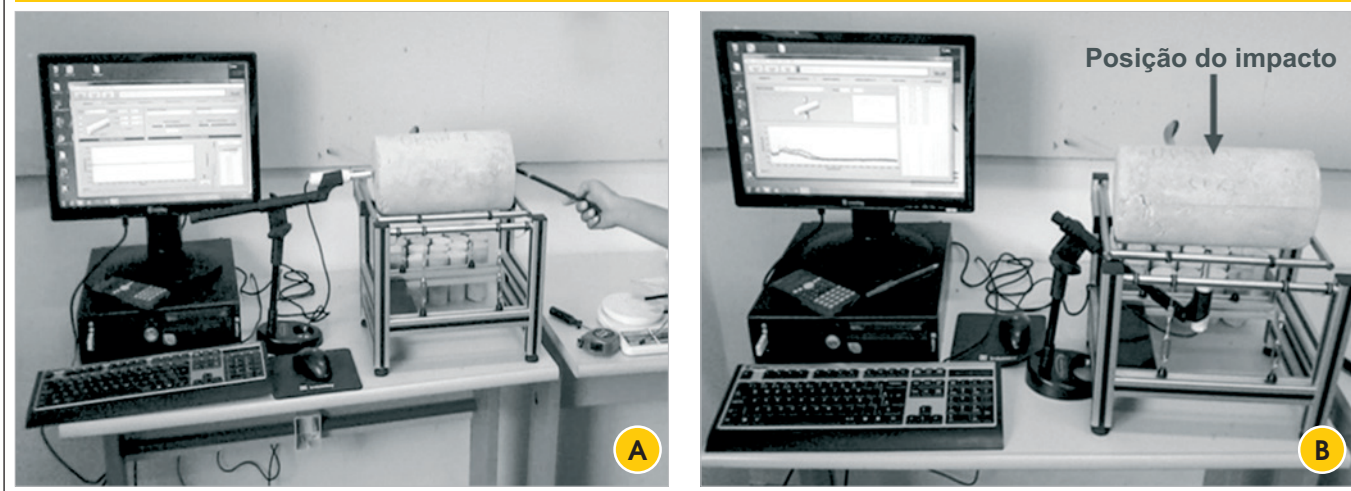
As obras estudadas estão localizadas no Município de Angicos/RN, localizado no Sertão Central Potiguar, com área de 741,65 km² e população estimada de 11.549 habitantes [13]. A pesquisa foi desenvolvida no período que compreende os meses de abril à julho do ano de 2014.

2.2 Seleção das obras

Foram selecionadas 10 obras, dentre edificações residenciais, comerciais e públicas. Estas foram catalogadas e em seguida aplicado o formulário para obtenção de informações necessárias ao estudo. As questões abordadas no formulário foram:

- i. Quem é o proprietário da construção?
- ii. De que se trata a construção e qual o prazo de entrega?
- iii. A obra tem um responsável técnico? Caso tenha, de que forma ele acompanha a construção?
- iv. Qual a finalidade (s) e traço (s) do concreto utilizado na obra?
- v. Quem e de que forma foi determinado (s) o (s) traço (s)?
- vi. É realizado algum controle tecnológico do concreto?
- vii. O concreto é produzido na obra?
- viii. Qual o tipo de aglomerante, areia e brita utilizado na produção

Figura 1 – a) Ensaio para obtenção do módulo dinâmico longitudinal, b) Ensaio para obtenção do módulo dinâmico flexional



- do concreto? Em qual jazida foram adquiridas a areia e brita?
- ix. A mistura do concreto é manual ou mecânica? Como se dá o processo de mistura dos componentes do concreto?
 - x. Como é realizado o armazenamento dos materiais constituintes do concreto (aglomerante, areia, brita e água)?
 - xi. Quais são as dimensões das padiolas de areia e brita?
 - xii. Alguma vez o concreto apresentou algum tipo de anomalia? Caso sim, o que motivou tal anomalia?

2.3 Procedimento de coleta dos corpos de prova

Foram coletados 6 (seis) corpos de prova cilíndricos com dimensões 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, para cada obra avaliada, totalizando uma amostra de 60 corpos de prova. A coleta ocorreu de acordo com a NBR 5738: 2008 [1], sendo sempre realizada pela mesma pessoa.

2.4 Ensaio de abatimento de tronco de cone (Slump Teste)

Em cada obra participante da pesquisa, verificou-se o abatimento do concreto por meio do ensaio popularmente conhecido como *Slump Test*. Os procedimentos realizados ocorreram como regulamentada a NBR NM 67: 1998 [6] que conduz os procedimentos necessários para a determinação da consistência através do abatimento do tronco de cone (*Slump Test*).

2.5 Ensaio para determinação do módulo de elasticidade dinâmico

Foram ensaiados todos os corpos de prova coletados, 6 (seis) para cada obra avaliada, utilizando para isso o software Sonelastic®. O Sonelastic® determina os módulos elásticos e

Tabela 1 – Edificações com acompanhamento técnico

Obra	Tipo de edificação	Acompanhamento do responsável técnico
1	Bloco de salas de professores 02 da UFERSA – Angicos	Diariamente
2	Laboratório da Engenharia Civil da UFERSA – Angicos	Diariamente
3	Restaurante Universitário da UFERSA – Angicos	Diariamente
4	Restaurante e Pousada	Duas vezes por semana
5	Comercio e Casa	Não há
6	Casa	Não há
7	Padaria	Duas vezes por semana
8	Residência Universitária da UFERSA – Angicos	Diariamente
9	Casa	Mensalmente
10	Posto de Saúde Municipal	Duas vezes por semana

amortecimento a partir das frequências naturais de vibração, obtidas pela técnica de excitação por impulso. Este ensaio foi realizado conforme as recomendações da ASTM C215: 2008 [7].

Na técnica de excitação por impulso, para se obter a resposta acústica o corpo de prova é suportado por fios nos pontos nodais, no sentido de vibração de interesse e recebe uma leve pancada que o induz a uma resposta acústica. Essa resposta é composta por uma ou mais frequências naturais de vibração, a partir das quais é calculado o módulo de elasticidade [10]. A Figura [1] demonstra a execução do ensaio.

Cabe ressaltar, que o referido ensaio foi escolhido preferencialmente, por trata-se de ferramenta já disponível no Campus da UFERSA – Angicos, ainda em implantação, adquirido por meio peio de um auxílio a pesquisa do CNPq (nº 409952/2013-3) e por se tratar de um tipo de ensaio relativamente de baixo custo, quando comparado aos convencionais.

2.6 Ensaio para determinação do módulo de elasticidade estático

Após realização dos ensaios não destrutivos para determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos, 3 (três) corpos de prova do lote de 6 (seis) coletados em cada obra, foram transportados ao Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), onde foi efetuado o processo de capeamento com enxofre com posterior realização dos ensaios de módulo de elasticidade estático e resistência à compressão. Ressalta-se, que os demais corpos de prova foram preservados desses ensaios, uma vez que é de interesse utiliza-los em pesquisas futuras, como por exemplo, aspectos relacionados a durabilidade.

O ensaio realizado para determinar os módulos de elasticidade estático do concreto foi executado mediante o estabelecido na NBR 8522: 2008 [3] utilizando a metodologia A, sendo utilizado 2 (dois) corpos de prova dos 3 (três) separados para esse fim, pois 1 (um) dos corpos de prova serviu para a estimativa inicial da resis-

tência à compressão, objetivando não danificar os extensômetros do tipo *clip-gage*, em virtude de uma ruptura inesperada do corpo de prova.

2.7 Ensaio para determinação da resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto foi determinada pelo ensaio de compressão axial de corpos de prova cilíndricos, de acordo com as exigências requeridas pela NBR 5739: 2007 [2]. Nesse ensaio 30 (trinta) corpos de prova, sendo 3 (três) de cada obra, foram submetidos a compressão axial na prensa servo-hidráulica, EMIC DL-30000 com capacidade de carga de 300kN.

3. Resultados e discussões

3.1 Aplicação do formulário

As 10 obras que fizeram parte da pesquisa apresentaram grande diversidade de função, variando de restaurante universitário, laboratório à residência unifamiliar, como mostra a Tabela [1]. Esta diversidade é resultado do crescente desenvolvimento por qual a cidade vem passando desde o ano de 2009, após ter se tornado polo universitário federal.

As obras que antes se limitavam a residências e poucos pontos comerciais passaram a ter outra finalidade, com intuito de suprir as necessidades por infraestrutura da própria universidade e da nova comunidade Angicana.

Tal fato influenciou uma nova cultura nos processos construtivos, a começar pela implantação de um responsável técnico para acompanhamento da obra. Embora esta prática não ocorra na totalidade dos casos, nem todos os dias, é possível observar um avanço nesta direção e uma tendência crescente de implantação desta prática. Essa tendência é verossímil quando se observa que há um polo gerador de mão de obra qualificada na cidade.

Tabela 2 – Traços adotados e aplicabilidade do concreto

Obra	Traço 1: a ¹ : b ¹ : a/c ² (em massa)	Responsável por determinar o traço	Método utilizado para determinar o traço	Aplicabilidade do concreto
1	1 : 2,80 : 4,40 : 0,56	Contratante	Não sabe informar	Fundação, pilar e viga
2	1 : 2,90 : 3,64 : 0,56	Contratante	Não sabe informar	Fundação, pilar e viga
3	1 : 2,73 : 5,24 : 0,61	Engenheiro	Planilha de cálculo de traço	Fundação, pilar e viga
4	1 : 2,17 : 2,37 : 0,56	Engenheiro	Não sabe informar	Fundação, pilar, viga e nervura
5	1: 4,35 : 4,75 : 1,08	Pedreiro	Experiência	Pilar, viga e laje
6	1: 4,35 : 4,75 : 1,44	Servente e pedreiro	Experiência	Pilar e viga
7	1 : 4,35 : 4,75 : 0,80	Engenheiro	Não sabe informar	Fundação, pilar e viga
8	1: 3,92 : 4,28 : 0,72	Mestre de Obra	Experiência	Sapata
9	1 : 4,35 : 1,58 : 1,08	Engenheiro	Não sabe informar	Pilar e viga
10	1 : 4,35 : 2,37 : 1	Engenheiro	Não sabe informar	Pilar

* Agregados miúdo e graúdo respectivamente; ² Relação água/cimento.

Analisando o panorama nacional acerca da geração de mão de obra de engenharia, segundo estimativas do Conselho Federal de Engenharia e Agronomia (Confea) [8], o Brasil tem um déficit de 20 mil engenheiros por ano. Nesse sentido, o acesso a esses profissionais nas localidades distantes dos grandes centros urbanos, se torna difícil e muitas vezes caro (ou quase inacessível).

Quando comparamos, por exemplo, a renda per capita da cidade de Angicos/RN, R\$334,85, com a renda per capita da capital do Estado, Natal/RN, R\$ 921,29, segundo dados do DATASUS [13], observamos que este é um fator determinante para o acesso ao serviço técnico especializado.

Na Tabela [1] observa-se que o acompanhamento do responsável técnico varia com o porte e caráter da obra. Nas obras públicas 1, 2, 3 e 8, consideradas de maior porte em relação às demais, foi verificada a presença diária de profissional habilitado, enquanto nas obras comerciais 4 e 7, assim como na obra do posto de municipal de saúde, obra 10, acontecem apenas dois dias na semana. Já nas obras 5 e 6, considerada de menor porte, não há profissional técnico e o próprio pedreiro é “responsável” pela construção.

Como se pode observar na Tabela [2], apesar de não haver responsável técnico somente nas obras 5 e 6, somente os traços do concreto praticados nas obras 1, 2, 3 e 4 não infringiam o limite máximo de 0,65 para a relação água/cimento, conforme estabelecido na NBR 6118:2014 [4]. Verifica-se que na obra 6, a relação água/cimento utilizada é, cerca de 122% superior ao limite estabelecido pela Norma. As dosagens adotadas foram distintas em todas as situações, todavia, nas construções 5, 6 e 7 o único parâmetro diferenciado é a proporção de água utilizada.

A Tabela [2] também mostra que em três obras os traços foram definidos por: pedreiro (obra 5), pedreiro e servente (obra 6) e mestre de obra (obra 8), com base na experiência, contudo, cabe ressaltar que esta última possuía responsável técnico diariamente. Na obra 3, diferentemente da obra 8, o Engenheiro responsável determinou a dosagem do concreto fazendo uso de uma planilha de cálculo de traço.

Nos demais casos os traços foram determinados por Engenheiro, no entanto, as pessoas que responderam o formulário não souberam informar qual a metodologia utilizada para a determinação dos traços.

Figura 2 - Disposição dos materiais: a) e c) Materiais dispostos em meio à vegetação, b) Depósito para estocagem de cimento, d) Tambor utilizado para armazenar água



Figura 3 – Disposição dos materiais: a) e d) Reservatórios de água, b) Materiais armazenado em via pública e próximo a entulho, c) Armazenamento da areia



A



B



C



D

Cabe destacar, que as pessoas que forneceram as informações eram representantes das empresas/pessoas contratadas para executar as obras, todavia, em alguns casos esses representantes eram “responsáveis interinos” (almojarifes, estagiários, pedreiros, etc.), isto é, lideravam a obra na ausência do membro hierárquico superior, já que em nem todas havia a presença de engenheiro responsável. Propositadamente não se restringiu o preenchimento do formulário a engenheiros ou proprietários de maneira a avaliar como de fato acontecia a dosagem.

É de consenso que a forma mais confiável de estabelecer um traço é utilizando os métodos de dosagem já consagrados na literatura, determinado com base nas propriedades dos materiais, na resistência à compressão do concreto e na trabalhabilidade desejada. Ao final deve-se verificar por meio de ensaio se as características do concreto predeterminadas foram atendidas.

Os agregados utilizados na produção do concreto não eram armazenados de acordo com as recomendações da NBR 12655: 2006 [5], ficando vulnerável a contaminação, como mostra as Figuras [2] e [3]. Geralmente, o cimento era disposto em depósi-

tos na obra ou vizinhança. A água utilizada era retida em tanques ou tambores.

A areia predominantemente usada foi grossa e média, enquanto o agregado graúdo consistiu em brita granítica de numerações 0, 1 e 2. O mecanismo de medida dos materiais granulares foram carro de mão, padiolas e até mesmo lata. Já, para a quantidade de água o instrumento usado foi o balde não graduado, com exceção da obra 9 onde a adição da água ocorreu com mangueira, percebe-se, portanto, o completo descontrole sobre o volume de água adicionado na mistura. Para homogeneização do concreto foi utilizado tanto o processo manual como mecânico. A Tabela [3] descreve detalhadamente os materiais e instrumentos empregados para produção do concreto.

Quando questionados se o concreto havia apresentado alguma irregularidade, de imediato todos responderam que não. No entanto, a Figura [4] comprova que 10%, isto é, apenas uma obra (obra 3) havia realizado o controle tecnológico do concreto, até o momento, o que implica em dizer que nas demais obras não se sabe de fato as reais propriedades mecânicas do concreto utilizado.

Tabela 3 – Materiais e instrumentos usados para produção do concreto

Obra	Areia	Brita granítica	Cimento	Homogeneização do concreto	Instrumento de medidas dos materiais
1	Grossa Lavada	Nº 1	CP IV-32 RS	Mecânica	Padiola e balde
2	Grossa Lavada	Nº 1	CP IV-32 RS	Mecânica	Padiola e balde
3	Média lavada	Nº 1	CP IV-32 RS	Mecânica	Padiola e balde
4	Grossa	Nº 1	CP II Z -32 RS	Mecânica	Lata
5	Média	Nº 1	CP IV-32 RS	Manual	Carro de mão e balde
6	Grossa	Nº 0	CP IV-32 RS	Manual	Carro de mão e balde
7	Grossa	Nº 1	CP IV-32 RS	Mecânica	Carro de mão e balde
8	Média	Nº 1	CP II -32 RS	Mecânica	Padiola e balde
9	Grossa	Nº 0	CP II Z -32 RS	Manual	Carro de mão e balde
10	Grossa	Nº 2	CP II -32 RS	Manual	Carro de mão e balde

3.2 Slump test

O primeiro parâmetro analisado foi o abatimento do concreto (Figura [5]). Observa-se que 50% das construções preferiam concreto de consistência “um pouco seca”, sendo o menor valor de abatimento, 35 mm, apresentados nas obras 1, 2 e 4. Os restantes optaram por uma consistência mais plástica em busca de maior trabalhabilidade, requerendo assim, maior quantidade de água uma vez que em nenhuma obra foi utilizado aditivo.

Apesar das obras 5 e 6 utilizarem as mesmas proporções de agregados, tiveram pequena diferença de abatimento, porém, considerável divergência em relação a quantidade de água. Além disto, como será demonstrado a seguir a resistência à compressão dos

corpos de prova moldados na obra 7 foram 33% inferior os da obra 6, que também apresentou a mesma relação de materiais secos. Cabe notar que em várias ocasiões, se observou que o balde não era totalmente cheio durante a adição da água, o que tornar ainda mais imprecisa a informação referente ao volume de água utilizado.

A obra 7 obteve o maior abatimento seguida da obra 10, contudo, essa última utilizou 10 litros de água a mais e uma proporção de agregado graúdo menor. Acredita-se que a quantidade de água utilizada na obra 7 foi bem maior que a informada, tendo em vista a contrariedade dos dados apresentados.

Figura 4 – Construções que realizam ou não o controle tecnológico do concreto

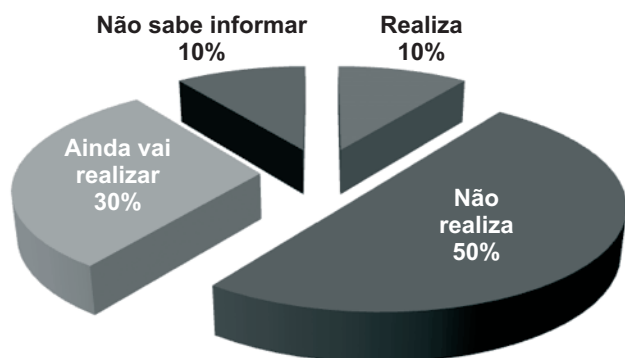
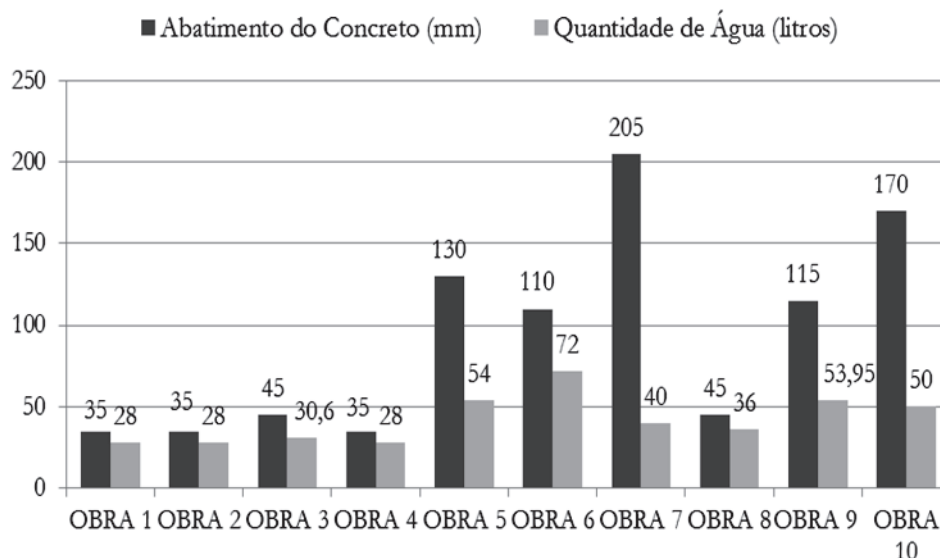


Tabela 4 – Módulo de elasticidade estático proveniente do ensaio

Obra	E_c^1 (GPa)	D.P. ² (GPa)
1	18,95	0,97
2	20,9	0,15
3	17,95	0,18
4	25,5	1,34
5	15,65	0,05
6	18,9	1,67
7	16,1	0,006
8	23,65	0,19
9	15,85	0,32
10	14,75	2,88

¹ Módulo de elasticidade estático obtido no ensaio; ² Desvio padrão.

Figura 5 - Abatimento do concreto e relação água/cimento



3.3 Módulo de elasticidade dinâmico

Na Figura [6] são apresentadas as médias dos resultados obtidos para o módulo elástico dinâmico. Como esperado, os módulos dinâmicos longitudinais foram superiores aos flexionais visto que o concreto possui maior rigidez à compressão que à flexão.

O concreto das obras 7, 9 e 10 são os que possuem menores módulos, enquanto os das obras 2, 4, 6 e 8 representam os maiores. Quanto maior a relação água/cimento do concreto menor foi os módulos de elasticidade obtidos. Observa-se nas obras 6 e 9, que adotaram os mesmos tipos de agregados e dosagens semelhantes, diferenciando somente a proporção de brita e água, obtiveram valores dos módulos de elasticidade dinâmico com diferença de mais 4,7 GPa.

Figura 6 - Média dos módulos de elasticidade dinâmico obtidos a partir das frequências naturais de vibração longitudinal e flexional

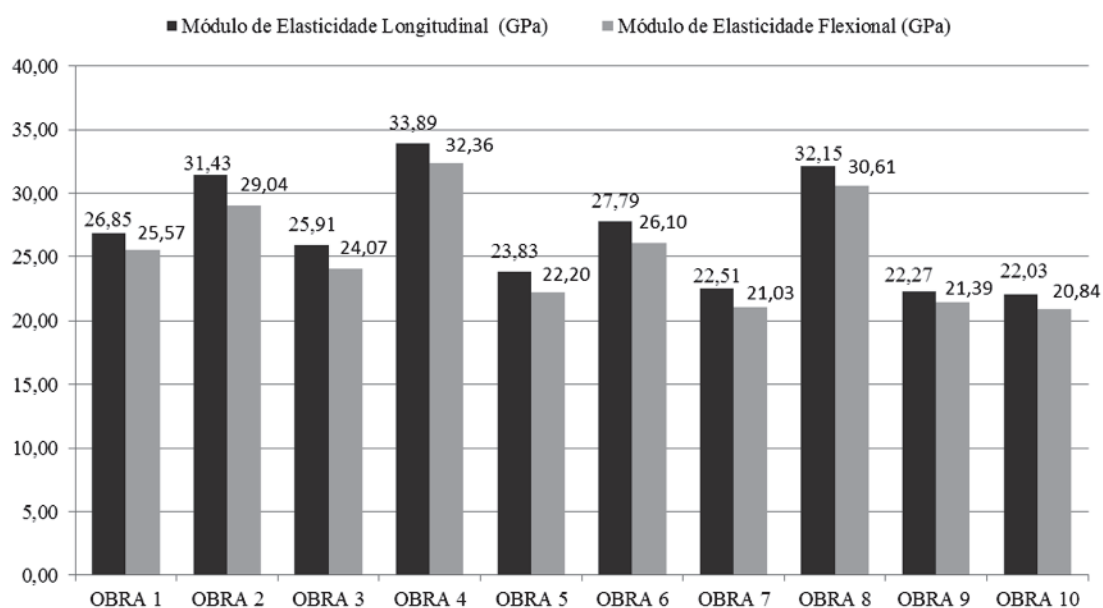


Tabela 5 – Diferença entre os módulos dinâmicos longitudinais e os módulos de elasticidade estáticos

Obra	Diferença	
	%	(GPa)
1	29,4	7,90
2	33,5	10,53
3	30,7	7,96
4	24,8	8,39
5	36,1	8,85
6	32,0	8,89
7	28,5	6,41
8	26,4	8,50
9	28,8	6,42
10	33,0	7,28

Os módulos dinâmicos de valores mais expressivos, possivelmente, implicarão em módulos estáticos maiores, e consequentemente em concretos com maior capacidade de suportar cargas sem sofrer deformações permanentes.

3.4 Módulo de elasticidade estático

Na Tabela [4] são apresentadas as médias dos resultados obtidos para os módulos de elasticidade estáticos. Dentre as 10 obras apenas as 2, 4, 8 obtiveram módulos estáticos maiores que 20 GPa. A NBR 6118:2014 [4] informa que a deformação elástica do concreto depende da composição do traço do concreto e natureza dos agregados. Isso é evidenciado através dos resultados da Tabela [4], uma vez que as obras que apresentaram os menores módulos

Figura 7 – Adição incorreta de água ao concreto



estáticos (obras 10, 5, 9, 7, 3, 6, 1 respectivamente) utilizaram dosagens com relações água/cimento mais elevadas e com as maiores proporções de agregados.

Adotar grandes relações de agregados na composição do traço originará concretos de consistência mais seca, requerendo à necessidade de adicionar água à mistura para se adquirir melhor trabalhabilidade, o que implicará uma diminuição no módulo de elasticidade e resistência.

O módulo dinâmico corresponde aproximadamente ao módulo tangente inicial, em geral, é 20, 30 e 40% superior ao módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, respectivamente [14]. No entanto, os autores não indicam a qual módulo estático de deformação essa relação está associada. A título de comparação, Tabela [5] apresenta a diferença entre os módulos de elasticidade dinâmicos oriundos das frequências

Tabela 6 – Resistência à compressão do concreto

Obra	Resistência à compressão (MPa)	Desvio padrão	Ed* (GPa)	a/c
1	23,46	5,45	26,85	0,56
2	29,32	0,47	31,43	0,56
3	19,44	5,08	25,91	0,61
4	44,48	0,94	33,89	0,56
5	17,42	0,83	23,83	1,08
6	24,76	2,63	27,79	1,44
7	18,6	0,16	22,51	0,80
8	25,31	1,50	32,15	0,72
9	16,45	1,33	22,27	1,08
10	14,48	1,66	22,03	1

* Média do módulo dinâmico longitudinal.

de vibração longitudinais e módulos estáticos. Como pode ser observado, os valores assemelham-se aos sugeridos na bibliografia.

3.5 Resistência à compressão

Os valores da resistência à compressão obtidas no ensaio descrito no item 2.7 são apresentados na Tabela [6]. Os resultados variaram de 14,48 MPa (obra 10) à 44,48 MPa (obra 4).

Nota-se que os concretos de resistência à compressão mais elevadas foram aqueles concernentes as obras de médio porte, cujos módulos dinâmicos alcançaram valores mais altos, entretanto, não se pode dizer o mesmo em relação às de pequeno porte.

As obras 4, 2, 8, 6 e 1 respectivamente, obtiveram os maiores valores de resistência, enquanto as outras sequer alcançaram o valor mínimo de 20 MPa imposto na NBR 6118: 2014 [4]. Convenientemente, as obras com concreto de resistência satisfatórias são as que têm acompanhamento diário ou semanal de um responsável técnico, com exceção da obra 6.

Analisando a relação água/cimento (*a/c*) como um dos parâmetros influentes na qualidade do concreto, percebe-se que as obras com concreto de menor resistência à compressão (obras 5, 7, 9 e 10) utilizaram maior proporção de água. Na obra 9, a relação *a/c* pode ser bem maior do que a informada, pois em determinados momentos não havia nenhum tipo de controle da quantidade de água adicionada à mistura, como é observado na Figura [7].

Já a obra 6, apesar de ter a maior relação *a/c* informada, a mesma obteve resultado bastante expressivo no que se refere a resistência do concreto à compressão. Ressalta-se que uma das premissas do estudo era a não interferência do pesquisador no momento do procedimento de mistura/dosagem, eventualmente podem ter acontecido alterações no traço – um acréscimo da quantidade de cimento – por parte dos entrevistados, o que poderia justificar essa variação.

3.6 Uma breve discussão sobre o ônus da ausência de controle tecnológico do concreto

Conforme observado nos itens anteriores, notadamente foi observado um relevante “descontrole” tecnológico do concreto na maioria das obras avaliadas. Nesse sentido, dentro dos objetivos estabelecidos no item 1.1, foi objeto desse estudo o alerta à comunidade instalada no entorno da universidade sobre a problemática associada aos concretos não conformes. Para tanto fora estabelecido dois eixos principais discussão:

I. Sobre a segurança estrutural

É sabido que a não conformidade do concreto pode ocasionar vários problemas, principalmente, de cunho estrutural, uma vez que a resistência à compressão e o módulo de elasticidade são parâmetros primordiais adotados no projeto estrutural para estabelecimento da segurança.

Santiago [17] em seu estudo sobre a não conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural, relata que dentre os elementos estruturais os pilares curtos submetidos à compressão centrada são os mais dependentes da resistência à compressão do concreto. O autor [17] ainda relata que a pesquisa aponta uma redução significativa da confiabilidade

dos pilares curtos em função da não conformidade dos concretos. A redução da confiabilidade da estrutura ou dos elementos estruturais gerada pela baixa resistência à compressão é algo que precisa ser analisado de imediato pelo profissional técnico, de forma a evitar riscos a integridade física e psicológica das pessoas em torno da obra ou até mesmo da edificação concluída, uma vez que a não conformidade do concreto coloca em questão a segurança estrutural.

Cunha et al. [9], em seu trabalho sobre acidentes estruturais na construção civil, apresenta as causas do desabamento de um prédio de 4 (quatro) pavimentos em Volta Redonda/RJ, que ocasionou a morte de 8 (oito) pessoas e deixou 24 (vinte e quatro) feridos. Entre os motivos que ocasionaram a queda da edificação estava a baixa resistência do concreto, gerada, possivelmente, pela utilização de traço incorreto, falta de vibração e cura do concreto. Este fato reitera mais uma vez a necessidade de maior preocupação, controle e fiscalização em relação a utilização de concretos desconformes.

II. Sobre o impacto financeiro na construção

Se por um lado à utilização de concretos em desconformidades pode gerar instabilidades na estrutura ao ponto de provocar acidentes, por outro pode levar a sérios prejuízos financeiros. De acordo com Magalhães [16], o concreto não conforme resulta em perdas econômicas relevantes, visto que pode haver necessidade de reavaliação de projeto, extração e ensaio de testemunhos, reforços e até mesmo a demolição da estrutura. Quanto maior a necessidade de concretos com resistências mais elevadas, maior também poderá ser o custo empregado para reparar problemas devido a não conformidade do concreto.

Sobre este aspecto, a título de comparação, tomando por referência a tabela de custo não desonerada fornecida pela Secretária da Infraestrutura do Estado do Ceará (SEINFRA), a produção do metro cúbico de concreto com resistência de 20 MPa custa R\$ 302,52, ao passo que concretos de classe C25 e C30 custam R\$ 309,11 e R\$ 332,98, respectivamente [18]. Já o *gROUT*, largamente usado em reforço de estrutural, necessário na maioria das vezes que a não conformidade do concreto se apresenta, está custando R\$ 4.105,99 incluindo os custos com lançamento e cura [18]. Cabe ressaltar ainda, que a maioria das obras avaliadas no presente estudo foram realizadas com recursos públicos, e que a não conformidade do concreto não deveria acontecer, sob pena dos responsáveis restituírem ao erário público as perdas monetárias oriundas de tal fato. Portanto, analisar de forma precisa os fatores e processos que levam a não conformidade no atendimento aos parâmetros especificados em normas e projetos, surge como importante questão a ser discutida no âmbito da construção civil, uma vez que os danos superam os custos de ações preventivas.

4. Conclusões

Este trabalho avaliou as condições de produção e dosagem do concreto para fins estruturais produzido nos canteiros de obras, por meio da análise de parâmetros do concreto fresco e endurecido, como: abatimento do concreto, módulo de elasticidade e resistência à compressão, o que possibilitou inferir sobre o nível de qualidade do concreto estrutural.

Com base no estudo realizado, verificou-se a relevância da presença de um profissional técnico na obra. Em Angicos/RN, onde se concentrou o estudo, tal fato é comprovado pelos experimentos, que apontam melhorias nas propriedades dos concretos produzidos nas construções que possuíam acompanhamento profissional. Contudo, em alguns casos os traços adotados não foram suficientes para garantir condições mínimas de segurança e durabilidade especificadas em norma.

Os resultados mostraram que em 70% das obras, os módulos de elasticidades estáticas apresentaram valores inferiores a 20 GPa. No entanto, a tabela 8.1 da ABNT-NBR 6118:2014 [4], tem como valor mínimo 25 GPa para o módulo de elasticidade a ser especificado em projeto, o que equivale a resistência de 20MPa. Nesse sentido, apenas 10% das obras avaliadas atenderiam a referida norma, se é claro, a resistência à compressão característica especificada fosse de 20 MPa. Pode-se observar também, que a relação entre os módulos dinâmico e estático assemelhou-se com os valores sugeridos nas bibliografias [14].

Em relação à resistência à compressão do concreto, em 50% das obras obtive-se valores abaixo de 20 MPa. Vale destacar, que só as obras 1, 2, 3, 4 e 8 tinham resistência de projeto especificada, visto que nas outras não havia projeto estrutural. Ainda assim, as obras 1 e 3 não atenderam a resistência de projeto de 25 MPa, enquanto as demais satisfizeram a resistência mínima de projeto, no caso das obras 2 e 8, de 25 MPa, e na obra 4 de 30 MPa. É importante notar que algumas das obras tinham gestão pública e federal, e, teoricamente deveriam passar por rigoroso controle de qualidade.

De forma geral, observou-se que as dosagens do concreto praticadas nas obras, muitas vezes não colaboram para que se tenha trabalhabilidade e propriedades mecânicas satisfatórias. Havendo traços com excesso ou insuficiência de areia, brita e/ou água, ou seja, a desproporcionalidade dos componentes, caracterizada pela ausência de métodos de dosagens eficazes.

Além disso, a qualidade dos materiais utilizados, bem como seu armazenamento, são fatores que podem influenciar no resultado da amostra, assim como, a não correção da umidade dos agregados pode ter acarretado numa maior relação água/cimento. A falta de conhecimento dos profissionais envolvidos no processo de produção, também contribuiu significativamente para alterações na qualidade do concreto.

Assim, acredita-se ser evidente a necessidade de sensibilização da população de uma maneira mais ampla quanto as questões abordadas no estudo, não só do Sertão Central Potiguar onde o estudo foi realizado, visto que o concreto é um material de construção largamente utilizado, com pouco ou nenhum monitoramento de suas propriedades na maioria das obras de pequeno porte. E ainda, que se inclua no espectro de sensibilização a comunidade técnica, especialmente, que a priori tem ignorado os riscos à segurança estrutural e a durabilidade das edificações que podem existir em virtude do não atendimento das exigências normativas.

5. Agradecimentos

Ao CNPq, pelo financiamento do Projeto intitulado, “Resposta Acústica: Uma alternativa para o controle tecnológico do concreto, da argamassa e da cerâmica da cidade de Angicos e Região”. Ao Laboratório de Materiais e Construção da UFRN, pela parceria na realização dos ensaios.

6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738. Rio de Janeiro, 2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova: NBR 5739. Rio de Janeiro, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade de deformação e da curva tensão-formação: NBR 8522. Rio de Janeiro, 2008.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto armado: NBR 6118. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Preparo, controle e recebimento: NBR 12655. Rio de Janeiro, 2006.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NM 67, 1998.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C215-08: Standard test method for fundamental transverse, longitudinal and torsional frequencies of concrete specimens. Philadelphia, 2008.
- [8] CONFEA. Conselho Federal de Engenharia e Agronomia. A falta de Engenheiros. Disponível em: <<http://www.confea.org.br/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?infoid=15360&sid=1206>>. Acesso em: 08 de dezembro de 2015.
- [9] CUNHA, Albino Joaquim Pimenta; et al.. Acidentes Estruturais na Construção Civil. Editora Pini LTDA, Volume I, São Paulo/SP, 1996.
- [10] DIÓGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; DEBS, M. K. El; DEBS A. L. H. C. El. Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, São Paulo, 2011.
- [11] DATASUS. Ministério da Saúde. Sistema Único de Saúde. Renda Média Domiciliar per Capita. Disponível em: <<http://tabnet.datasus.gov.br/cgi/deftohtm.exe?ibge/censo/cnv/rendabr.def>>. Acesso em: 08 de dezembro de 2015.
- [12] GOMES NETO, David de Paiva; et al.. A situação do controle tecnológico do concreto em Obras da região centro-sul de Sergipe. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, 2009, Curitiba. Anais.
- [13] IBGE. Cidades@. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=240080&search=rio-grande-do-norte|angicos>>. Acesso em: 10 maio. 2014.
- [14] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 2008.
- [15] MATTA, Daniel T.; et al.. Estudo comparativo do desempenho técnico e financeiro entre os concretos preparados na usina e na obra. In: CONGRESSO NACIONAL EM EXCELÊNCIA EM GESTÃO, 10, 2014, Rio de Janeiro. Anais.
- [16] MAGALHÃES, Fábio Costa. A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre/RS, 2014. Tese de Doutorado.

- [17] SANTIAGO, Wagner Carvalho. Estudo da (não-) conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, São Carlos/SP, 2011. Dissertação de Mestrado.
- [18] SEINFRA. Secretária da Infraestrutura do Estado do Ceará. Disponível em: <<http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php/tabela-de-custos-unificada>>. Acesso em: 09 de dezembro de 2015.

The bond stress x slipping relationship

A relação tensão de aderência x deslizamento



M. T. G. BARBOSA ^a
teresa.barbosa@engenharia.ufjf.br

E. S. SÁNCHEZ FILHO ^b
emilsanchez@uol.com.br

Abstract

A few international standards regulate the use of the high strength concrete, which may not be adopted generally without consideration of the differences that can be among the materials in different countries. This paper presents the results of an experimental study consisting of pull out tests of Brazilian steel, with five different concrete strengths, 20, 40, 60, 80 and 100 MPa, and three different steel bar diameters, 16.0, 20.0 and 25.0 mm. The experimental results for the bond stress vs. slipping relationship were compared with the provisions of the CEB and with some theoretical formulations found in literature. One statistical analysis is made and equations for predicting the bond stress were derived.

Keywords: reinforced concrete, bond, normal strength concrete, high strength concrete.

Resumo

Algumas normas estrangeiras regulamentam o uso do concreto de alto desempenho, as quais não podem ser adotadas nacionalmente sem considerar as diferenças que possam existir entre os materiais. Este artigo avalia o comportamento da aderência aço-concreto através do ensaio de arrancamento (Pull out test) para as barras de aço de fabricação nacional de seção circular: 16,0; 20,0 e 25,0 mm e cinco classes de resistência à compressão do concreto, a saber: 20, 40, 60, 80 e 100 MPa. Os resultados experimentais obtidos no estudo da relação entre tensão de aderência e deslizamento foram comparados com as prescrições do CEB e com algumas formulações teóricas encontradas na literatura. E, finalmente, efetuou-se uma análise estatística a fim de se estabelecer equações adequadas ao cálculo da tensão de aderência.

Palavras-chave: concreto armado, aderência, concreto convencional, concreto de alto desempenho.

^a Federal University of Juiz de Fora, Department of Civil Construction, Juiz de Fora, MG, Brazil;
^b Federal Fluminense University, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

1. Introduction

The bond stress can be defined as being the strength of the adhesion between two bonded surfaces, being in this case the relationship between the strength of the reinforced concrete and the surface of the reinforced bond applied to the concrete. At first sight, this relationship seems quite simple to understand even though several factors can interfere in its quantification, being that these factors have a direct influence on the behaviour of the bond, in such aspects as the concrete compressive strength, the concrete cover, the rebar diameter and others [1].

This mechanism allows the materials to be deformed jointly and, as a consequence, allows the transference of the strength from one to the other, that is to say, whenever the stress in the bar varies, be it due to compression or tension, and supposing that the bond stress is carried out along the bar, there will be transfer of forces between the bar and the concrete.

In fact, that bond is composed of several portions, which went through different phenomena that intervene in the steel-concrete connection [2, 3]:

- a) *Chemical adhesion*: It is the physical-chemical connection that arises from the interface of reinforced concrete during the reactions of the hydration of the cement. In other words, it is the action that comes from the adhesion or capillary forces.
- b) *Attrition*: The attrition strength shows itself after the adhesion has been broken.
- c) *Mechanical*: It is the mechanical interaction between the steel reinforcement and the concrete, due to the presence of ribs on the surface of the bar; being that those ribs act as support pieces, by mobilizing the compression tensions in the concrete. The mechanical bond is the most effective and reliable connection, since it contributes in a vital way to the solidification of the two materials.

Therefore, the behaviour of the reinforced concrete depends on the steel-concrete bond, and the strength capacity of these elements is directly related with the bond since the bond stress varies in magnitude along with the length of the reinforcing bar. This large variation of the bond stress is originated by cracks. Several parameters concerning to the structural design depend on the bond, for example: the anchorage length, the lap splices, to stiffen the tension between cracks, cracking control, and minimum reinforcement ratio [2, 4, 5, 6].

In the case of the smooth bars, wherein rupture caused by slipping occurs, the bond is mainly carried out by using the chemical adhesion between the cement paste and the rebar. When that connection is broken, the strength that leads to the slipping appears due to friction, being that its intensity depends on the type of the surface of the bar. In those bars, the mechanical bond between the concrete and the steel happens through the irregularities that exist on the surface of the bars. Therefore, the force capable of breaking the bond is proportional to the size of the area of the bar in contact with the concrete as regards the adhesion.

In what to the other bars (rib bars) is concerned, the resistance to slipping is mainly derived from the strength that the ribs offer to the pressures exercised on the concrete, that is to say, from the mechanical action between the concrete and the ribs. The effect of the chemical adhesion, in that case, is small and the friction does not happen until a displacement of the reinforced steel happens [2, 3].

In the case of the rib bars, the strength of tension applied on them is transferred to the concrete by the ribs. The radial components of the forces of the ribs, which spread along the concrete in a way perpendicular to the axis of the bar, increase with the bond stress, which can be regarded as a longitudinal component that results from the force exercised by the ribs in the concrete. The resulting force forms an angle in relation to the axis of the bar (see Figure 1 and 2). The radial component of the force exercised in the concrete generates an internal pressure that will induce traction tensions, in the form of rings, that cause bursting cracks along the anchored bar. When the rings are loaded to the point of rupture, longitudinal cracks appear. [3, 4]

As longitudinal cracks appear, they increase the displacements between the bar and the concrete and the bond stress is transferred all along the anchorage length of the areas where the cracks appear. The radial components of the strength of the bond induce a sort of load and when those loads are filled until its maximum capacity, they break suddenly [4].

In this context, the anchorage strength is limited by the smallest value of either the main tension stress or the main compression stress, being that the bond failure is connected with these stresses. The transfer of stress between the steel and the concrete happens mainly due to the action of the ribs of the bar, between its protuberances, that are present in the concrete.

The crush of concrete in the areas surrounding one of these ribs

Figure 1 - Strength between reinforced and concrete (adapted from (4))

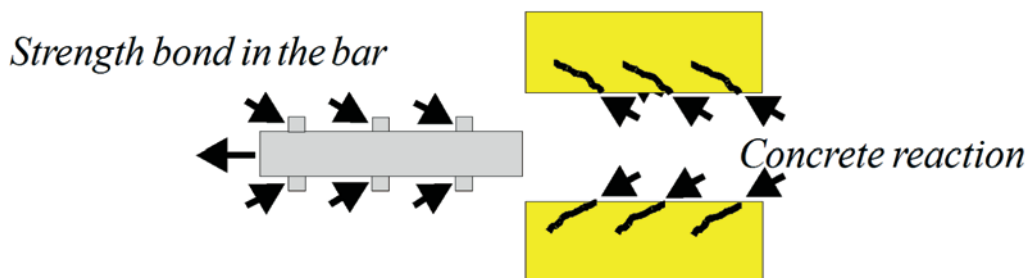
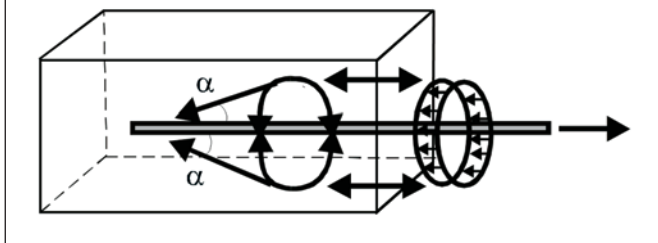


Figure 2 – Representation of the radial component of the bond strength in the anchorage zone (adapted from (3))



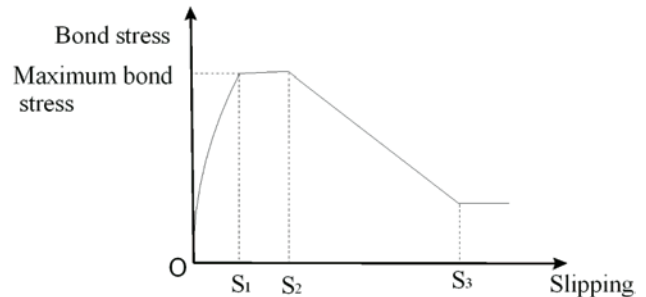
does not affect the bar anchorage, since the stress applied on that specific salience is transferred to others ribs. Therefore, there are two failure situations concerning to the bond: the micro-failure, which is a confined failure of the bond that does not affect the anchorage, and the macro-failure, which is formed after the occurrence of several micro-failures. The second type of failure does not allow a new stress distribution, and, as a consequence, the bar anchorage is no longer effective [2].

Therefore, the bond failure on deformed bars happens due to one the following situations: crush of the concrete in areas around the ribs, shear of the concrete surrounding the bar, or, more frequently, one longitudinal chipping of the concrete cover, being also possible a combination of these three situations. In this context, the bond can be ideally described as being a shearing stress between the surface of reinforced concrete and the concrete that surrounds it. That mechanism is determined by means of the relative displacement between the reinforced concrete and the concrete.

The researches about the bond stress are usually made by taking in consideration the relationship between the bond stress ($\tau(x)$) and the slipping ($s(x)$) of the steel bar in pull out specimens. The first one is identified by the shearing stress between the bar and the surrounding concrete, and the second one by the relative displacement between the bar and the concrete [2, 7-11].

The concrete strength is one of the main parameters that influence the anchorage length and the transfer of the tensions concentrated on the ribs of the bar. Other factors that have influence in the bond stress are: the surface of the bars, namely its roughness and/or irreg-

Figure 3 – Bond stress x slipping (7, 8)



ularities (increase the bond); the diameter of the bars (an increase in the diameter of the bar reduces the maximum bond stress); the type and arrangement of the ribs in the reinforcement [1, 2, 5].

This research studies the bond stress and the slipping of steel bars by using pull out specimens. It makes use of five different concrete strengths, with the estimated strengths of: 20, 40, 60, 80 and 100 MPa, and rib bars with two different diameters, 16.0 and 20.0 mm. The significance of this research has to do with the aim of investigating the applicability of the CEB stipulations and some other formulations in order to achieve prospects concerning to the bond between concrete and steel bars, relating to Brazilian materials and taking in consideration the differences between the building materials. It has also the purpose of analyzing adjustments that may give a precious contribution to the important researches that are being made on this subject.

2. Bond Stress vs. Slipping ($\tau(x)$ x $s(x)$)

The bond stress models have caught and attracted the attention of many researchers since the 19th century. In the following subtopics are summarized some numeric models that are investigated in this paper.

2.1 CEB-FIP Model [7,8]

The bond stress (Figure 3 and Table 1) can be calculated as:

Table 1 – CEB parameter for deformed bars (4)

Parameter	Not confined concrete		Confined concrete	
	Bond conditions		Bond conditions	
	Good	Others	Good	Others
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	
s_3	1.0 mm	2.5 mm	rib spacing	
α	0.4		0.4	
τ_{max}	$2.0 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$1.0 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$2.5 \cdot f_{ck}^{1/2}$	$1.25 \cdot f_{ck}^{1/2}$
τ_u	$0.15 \cdot \tau_{max}$		$0.40 \cdot \tau_{max}$	

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad 0 \leq s \leq s_1 \quad (1)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad s_1 < s < s_2 \quad (2)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_r) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad s_2 < s \leq s_3 \quad (3)$$

$$\tau = \tau_r \quad s_3 < s \quad (4)$$

2.2 Huang et al (1996) [12, 13]

In Table 2, HUANG et al. (1996a) and (1996b) have proposed this change in the CEB model.

2.3 Barbosa [2]

In order to obtain an equation that represents the results related to the medium and maximum bond stress according to the concrete strength and the diameter of the bar, for Brazilian materials, the bond stress can be calculated as:

For compression strength of concrete ≤ 50 MPa:

$$\tau_m = e^{0.082 \cdot \emptyset} + e^{0.019 \cdot f_{cm}} + 0.86 \quad (5)$$

(erro = 1.11 MPa)

$$\tau_{\max} = e^{0.05 \cdot \emptyset} + e^{0.004 \cdot f_{cm}} + 4.35 \quad (6)$$

(erro = 1.11 MPa)

For compression strength of concrete > 50 MPa:

$$\tau_m = e^{0.104 \cdot \emptyset} + e^{0.027 \cdot f_{cm}} + 0.93 \quad (7)$$

(erro = 1.07 MPa)

$$\tau_{\max} = e^{0.08 \cdot \emptyset} + e^{0.003 \cdot f_{cm}} + 6.68 \quad (8)$$

(erro = 1.08 MPa)

Aiming the obtaining of an equation that represents the bond stress x slipping for Brazilian materials, the equation 9 to 12 was proposed:

For compression strength of concrete ≤ 50 MPa:

$$\tau = 19.36 \cdot s^{0.51} \quad (9)$$

(erro = 1.51 MPa)

where:

$$s_{\max} = 0.25 \cdot \emptyset^{0.68} \quad (10)$$

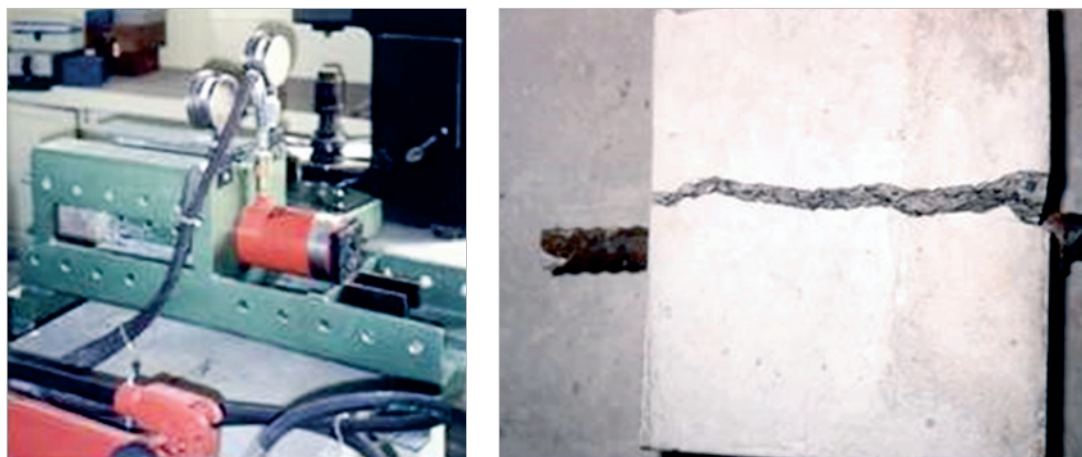
(erro = 1.07 MPa)

t - bond stress, in MPa;
s - slipping, in mm;
∅ - diameter of bar, in mm.

Table 2 - HUANG et al. (1996a e b) (12, 13)

Parameter	Condition good			
	Normal strength concrete		High strength concrete	
	Good	Others	Good	Others
s ₁	1.0 mm	1.0 mm	0.5 mm	0.5 mm
s ₂	3.0 mm	3.0 mm	1.5 mm	1.5 mm
s ₃	Spacing ribs	Spacing ribs	Spacing ribs	Spacing ribs
α	0.4	0.4	0.3	0.3
τ _{max}	0.45 f _{cm}	0.225 f _{cm}	0.45 f _{cm}	0.225 f _{cm}
τ _u	0.40 · τ _{max}	0.40 · τ _{max}	0.40 · τ _{max}	0.40 · τ _{max}

Figure 4 – Test apparatus and fractured specimen



For compression strength of concrete > 50 MPa:

$$\tau = 32.58 \cdot s^{0.48} \text{ (erro = 1.32 MPa)} \quad (11)$$

where:

$$s_{\max} = 0.52 \cdot \phi^{0.42} \text{ (erro = 1.07 MPa)} \quad (12)$$

3. Experimental procedure

The phenomenon of the bond, concerning the fundamental parameters with regard to the behavior of concrete, was the target of the development of an experimental program, allowing that an analysis with the models previously presented could be made. The concrete had different strengths, in this case an estimated strength of: 20, 40, 60, 80 and 100 MPa as well as reinforced steel with the diameters of: 16.0 and 20.0 mm. The tests were conducted when the concrete mixture had 90 days.

The pull out test was adopted because it is the most traditional of the bond tests and it consists on the extraction of a bar, usually

located in the center of a specimen test in a cubic of concrete. This method allowed to calculate, according to RILEM [14], the values of the medium and maximum bond stress for each bar diameter used in concrete with different strengths and to compare them with the values given by some norms, as well as to obtain the characteristic curves of bond stress x slipping. Figure 4 shows the test apparatus and a fractured specimen. All procedures were performed in accordance with the RILEM recommendations.

In relation to the medium bond stress (t_m) (average of the stress) calculations have been made according to Equation (13), being that the values corresponding to the slipping are 0.01 mm; 0.1 mm and 1.0 mm (rupture). If the maximum slipping is smaller than 1.0 mm in the t_m , t_u it should be used in the $t_{1.0}$:

$$\tau_m = \frac{\tau_{0.01} + \tau_{0.1} + \tau_{1.0}}{3} \quad (13)$$

3.1 Materials

Concrete: On Table 3 it can be seen the mix proportions of concrete, while Tables 4 and 5 show the characterization of the Portland cement and the aggregates that were used in the concrete mixture. Table 6 shows the strength obtained by the cylinder compression tests that were carried out in accordance with the Brazilian stan-

Table 3 – Concrete mixture proportions

$f_{\text{estimated}}$ (Mpa)	Mixture proportions (Kg) (cement: sand: aggregate: water/ cement ratio)	Silica fume (kg)	Plasticized (%)	Superplasticized (%)
20	1: 2.93: 3.93: 0.78	0.3	0	0
40	1: 1.68: 2.63: 0.52	0.3	0	0
60	1: 1.22: 1.83: 0.39	0	0.3	0
80	1: 1.22: 1.83: 0.39	0.12	0.3	2.5
100	1: 0.88: 1.54: 0.35	0.12	0.3	2.5

dards. The plasticized was RX 322N and super-plasticized was RX 4000 from REAX.

Reinforced (steel bar): The CEB 151, (1982), stipulations confer to the rib an angle between 55° and 65° being that some authors give it the value of 55°. In the case of the Brazilian steels, with nominal diameters of 16.0 and 20.0 mm, it was verified that this angle is, respectively, 46° and 45° (Figure 5) and Table 7.

3.2 Experimental procedures

Tests were conducted on concrete with all of the diameters of reinforcement and on concrete with all of the different strength according to the pull out test. Subsequently, nine specimen tests

were made for each diameter and compression strength of the concrete, being the tests evaluated after 90 days. The average results obtained by the pull out test can be seen on tables 8 and 9. The bond strength is obtained through the pull out test (a 200 mm wide cube), with concretes of different theoretical strengths: 20, 40, 60, 80 and 100 MPa; and steel with the diameters of 16.0 and 20.0 mm.

Figures 6 and 7 show the experimental and analytical results relating to the bond between concrete and steel bar, reported in this paper, allowing to analyze and realize that:

- 1) If the bar diameter increases, the bond stress increases. This result is, therefore, the opposite of the results presented in some researches [15 – 18]. These researches usually state

Table 4 - Characteristics of Portland cement (type CP V)

Chemical composition (%)		Physical properties		Compressive strength (MPa)	
SiO ₂	19.46	Setting time (initial) (min.)	137	days	fc
Al ₂ O ₃	5.09	Setting time (end) (min.)	195	1	28.7
Fe ₂ O ₃	2.97	(% Fineness modulus #325)	1.7	3	42.6
CaO	64.61			7	47.5
MgO	0.70	Volumetric expansion (mm)	0.0	28	56.4
K ₂ O	0.80				
CO ₂	2.05	Density (g/cm ³)	4.73		
SO ₃	2.99				

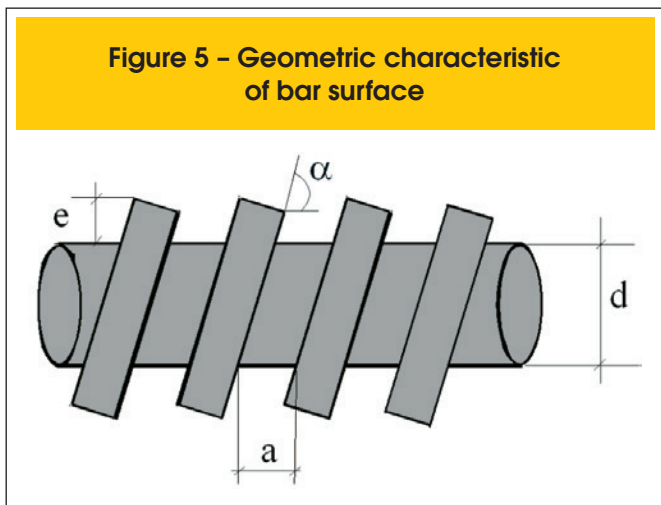
Table 5 - Physical characteristics of the aggregates

Properties	Sand	Coarse aggregate
Maximum diameter	2.40 mm	9.50 mm
Fineness modulus	2.52	-
Specific density	2.58 kg/dm ³	2.72 kg/dm ³
Powdered material content	1.33 %	1.27 %

Table 6 - Compressive concrete strength (MPa)

f _{cestimada} (Mpa)	Concrete age (days)			
	3	7	28	90
20	19.32	26.78	33.44	33.63
40	28.23	43.50	51.71	54.77
60	33.01	57.00	61.46	63.31
80	39.85	59.87	79.98	83.24
100	48.41	68.15	100.89	105.44

Figure 5 – Geometric characteristic of bar surface



that the thickness of the transition zone in the bars with bigger diameter along with the higher dimensions of the ribs (longitudinal and transversal) tend to “ hold “ more water in the bottom face of the bar, thus causing exudation and the weakening of the internal connection. This behavior is directly related with the concrete density and not with the thickness of the transition zone;

2) The experimental results have shown that both CEB and Huang et al models for assessing bond stress of both regular strength concrete and high strength concrete are not suitable for Brazilian materials. They have also shown that the research developed by Barbosa is adequate, as seen in Figures 6 and 7.

4. Conclusions

A review of the bond between concrete and steel bars has been conducted. Experimental results reached from pull out test with Brazilian steel concerning to the behavior of the bond were used to be compared with some other results of some theoretical models found in literature.

The study of the bond between the reinforcement and the concrete is not easy. The behavior of the components of reinforced concrete is affected by the slipping of the steel bars inserted in the concrete matrix. A tension stiffening effect and crack evolution occurs since the beginning of slipping; thus, the assessment of those phenomena requires the introduction of a bond–slip interaction model.

This paper introduces some numeric models and an approach to the slip phenomenon affecting the structural behavior of Brazilian materials. The results obtained can be considered reliable in view of the fact that they were obtained from the experimental results as well as other authors.

Table 7 – Geometric and mechanical properties of the steel bars

ϕ (mm)	α (grad)	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} (%)	Rib height (cm)	a (cm)
16.0	46	627	745	16.67	0.16	0.92
20.0	45	529	842	8.00	0.18	1.17

Table 8 – Average bond stress (MPa), ultimate bond stress (MPa) and maximum slipping (mm)

Diameter of bar = 16.0 mm														
f_c	Slipping (mm)												τ_u	$S_{m\acute{a}x.}$
	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00		
33.63	3.50	5.10	6.70	7.20	8.00	9.20	11.2	11.6	12.5	-	-	-	12.9	1.57
54.77	4.24	5.20	6.80	9.05	11.6	14.5	16.5	17.5	18.2	19.4	-	-	19.9	1.66
63.31	5.17	9.70	11.2	14.1	17.0	19.7	21.3	22.2	23.7	24.4	-	-	26.6	1.63
83.24	5.50	10.1	12.8	14.6	17.5	19.9	21.8	23.2	25.5	26.5	29.0	-	29.7	1.82
105.44	5.70	11.0	14.1	16.6	19.6	24.2	27.1	28.2	29.4	30.1	-	-	30.6	1.70
Diameter of bar = 20.0 mm														
f_c	0.01	0.1	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	τ_u	$S_{m\acute{a}x.}$
33.63	3.30	5.70	8.20	9.50	10.6	11.3	12.5	12.9	13.9	14.1	15.0	16.1	16.8	2.10
54.77	4.17	7.80	10.5	14.0	18.0	20.9	26.1	28.0	29.7	31.2	32.0	35.6	36.7	2.12
63.31	4.53	9.23	12.5	17.0	19.5	25.2	31.7	34.0	37.0	-	-	-	40.0	1.55
83.24	4.67	11.3	14.7	19.9	25.0	31.5	37.0	40.0	40.1	44.1	-	-	46.0	1.80
105.44	5.87	13.7	19.7	22.5	27.0	33.0	38.6	41.0	43.5	46.5	-	-	48.5	1.70

5. References

[1] Wu, Y.; Zhao, X. Unified Bond Stress–Slip Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE/Nov., 2013, pp. 1951-1963.

[2] BARBOSA, M. T. G. Evaluation of the Behavior of the Bond in Ordinary and High Strength Concrete. Doctoral Thesis (in Portuguese). COPPE/ UFRJ. 2001.

[3] TEPFERS, R. Cracking of Concrete cover along Anchored Deformed Reinforced Bars. *Magazine of Concrete Research*, v. 31, n. 106, pp. 3-12. 1979.

[4] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Bond action bond behaviour of reinforcement, Paris, Bulletin d'Information 151. 1982.

[5] BUTLER, L.; WEST, J.S.; TIGHE, S.L. The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, 41 (2011), pp. 1037-1049.

[6] HUMBERT, J.; BAROTH, E.; DAUDEVILLE, L. Probabilistic analysis of a pull-out test. *Materials and Structures* (2010) 43, pp. 345–355.

[7] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Structural Concrete. Paris, Bulletin n.1. 1999.

[8] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Structural Concrete. Paris, Bulletin n.2. 1999.

[9] HONG, S.; PARK, S.. Uniaxial Bond Stress-Slip Relationship of Reinforcing Bars in Concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*, Vol. 2012, 12p.

[10] OLIVEIRA, R.; RAMALHO, M.; CORREA, M.. A layered finite element for reinforced concrete beams with bond–slip effects. *Cement and Concrete Composites*. 30 (2008), pp. 245–252.

[11] YALCINER, H.; EREN, O.; SENSOY, S.. An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. *Cement and Concrete Composites*. 42 (2012), pp. 643-655.

[12] HUANG, Z., ENGSTRÖM, B., MAGNUSSON, J. Experimental Investigation of the Bond and Anchorage Behaviour of

Table 9 – Average: bond stress (MPa), failure bond stress (MPa), and maximum slipping (mm)

ϕ (mm)	f_c (MPa)														
	33.63			54.77			63.31			83.24			105.44		
	τ_m	τ_u	S	τ_m	τ_u	S	τ_m	τ_u	S	τ_m	τ_u	S	τ_m	τ_u	S
16.0	6.59	12.9	1.57	8.65	19.9	1.66	12.0	26.6	1.63	12.5	29.7	1.82	14.6	30.6	1.70
20.0	7.17	16.8	2.10	12.7	36.7	2.12	15.5	40.0	1.55	17.6	46.0	1.80	19.4	48.5	1.70

Figure 6 – Bond stress vs. slipping for reinforcement $\phi = 16.0\text{mm}$

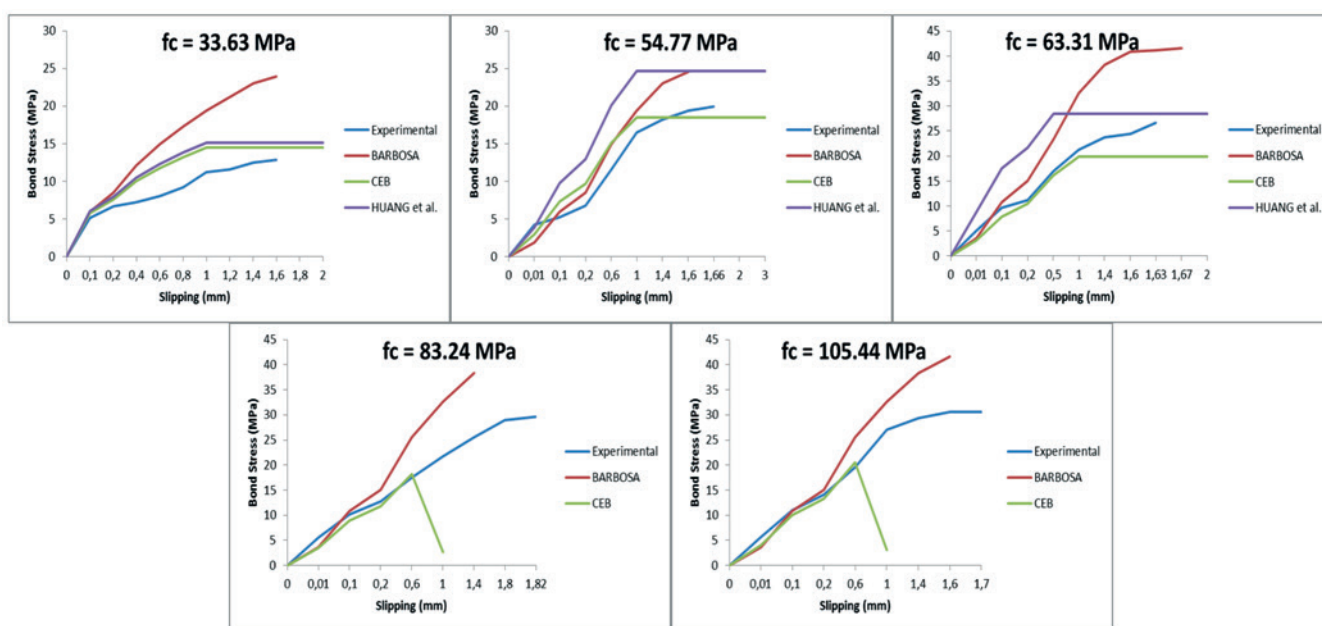
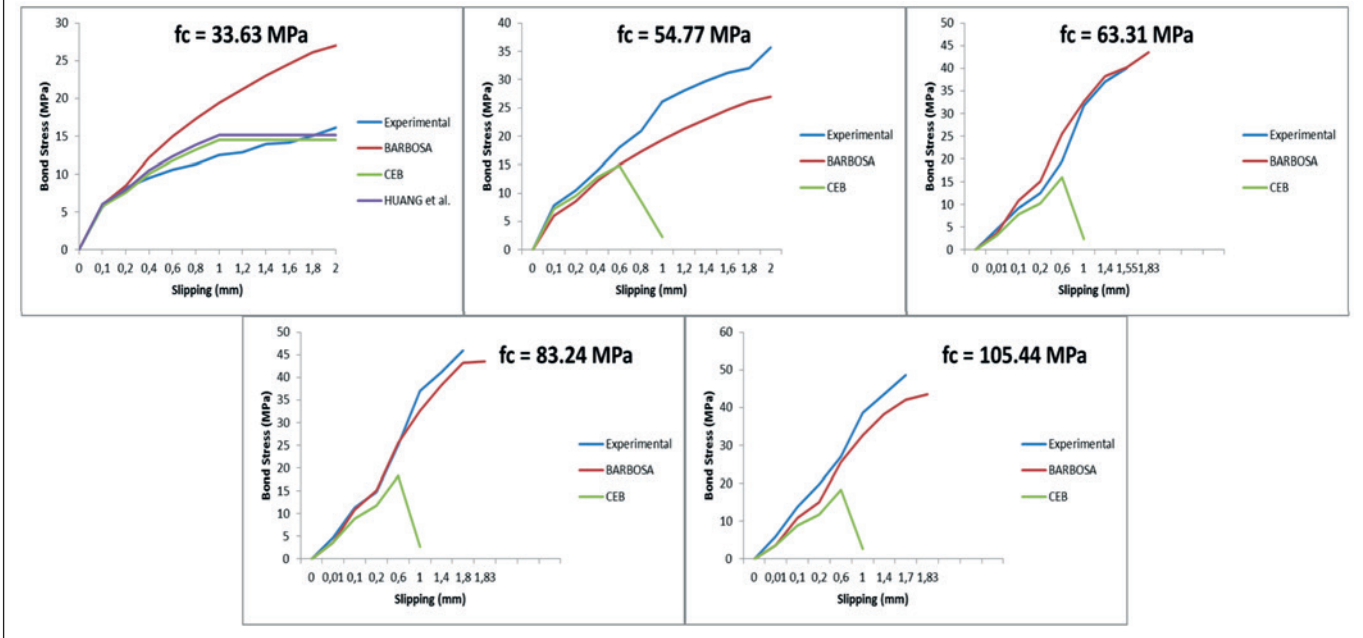


Figure 7 – Bond stress vs. slipping for reinforcement $\phi = 20.0\text{mm}$ 

- Deformed Bars in High Strength Concrete, Chalmers University of Technology. Report 95:4. 1996a.
- [13] HUANG, Z., ENGSTRÖM, B., MAGNUSSON, J. Experimental and Analytical Studies of the Bond Behavior of Deformed Bars in High Strength Concrete. 4th International Symposium on the Utilization of High Strength/ High Performance Concrete, pp.1115-1124, v. 3, Paris. 1996b.
- [14] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. Recommendation RC 6: Bond test reinforcement steel - PULL-OUT TEST, Concrete Reinforcement Technology, Paris, Georgi Publishing Company.
- [15] REYNOLDS, G. C., BEDDY, A. Bond Strength of Deformed Bars. International Conference on Bond and Concrete. pp. 434-445. Scotland. 1982.
- [16] SOROUSHIAN, P., CHOI, K. Local Bond of Deformed Bars with Different Diameters in Confined Concrete. ACI Structural Journal, v.86, n.2, pp. 217- 222. 1989.
- [17] BENÍTEZ, J. M.; GÁLVEZ, J.C.; CASATI, M.J.. Study of bond stress–slip relationship and radial dilation in prestressed concrete. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 2013 (37), pp. 2706–2726.
- [18] KIM, S.; YUN, H.. Evaluation of the bond behavior of steel reinforcing bars in recycled fine aggregate concrete. Cement and Concrete Composites. 46 (2014), pp. 8–18.

Mortar modified with sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups

Argamassa modificada com poliestireno sulfonado produzido a partir de copos plásticos descartados

L. A. C. MOTTA^a
lacastro@ufu.br

J. G. VIEIRA^{a*}
juliavieira.quimica@gmail.com

T. H. OMENA^a
thomena@gmail.com

F. A. C. FARIA^b
nanda17003@yahoo.com.br

G. RODRIGUES FILHO^b
guimes.rodriguesfilho@gmail.com

R. M. N. ASSUNÇÃO^c
rosanassuncao@gmail.com

Abstract

In this work, we studied the addition of sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups as an admixture for mortars. Mortars were analyzed with polystyrene content of 0.0; 0.2; 0.6; 1.0 and 1.4% in relation to the cement mass. The influence of polystyrene on the mortars' properties was evaluated by the consistency index, water retention, water absorption, porosity, elasticity modulus, compressive strength, flexural strength, bond tensile strength and microscopy. The increase in the sulfonated polystyrene content decreased the elasticity modulus of the mortar and, despite higher porosity, there was a reduction of water absorption by capillarity. In relation to mortar without admixture, the modified mortar showed an increase in water retention and consistency index, and a large increase in flexural strength and bond tensile strength. The significant increase of bond tensile strength (214% with admixture 1%) highlights the potential of the produced material as an adhesive mortar.

Keywords: modified mortar, polymeric admixture, sulfonated polystyrene, recycling.

Resumo

Neste trabalho estudou-se a adição do poliestireno sulfonado produzido a partir de copos plásticos descartados como aditivo para argamassas. Foram analisadas argamassas com os teores de poliestireno de 0,0; 0,2; 0,6; 1,0 e 1,4% em relação à massa de cimento. A influência da adição do poliestireno sulfonado nas propriedades das argamassas foi avaliada através dos ensaios de índice de consistência, retenção de água, absorção de água, índice de vazios, módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência à tração na flexão, resistência potencial de aderência à tração e microscopia. O aumento no teor de poliestireno sulfonado reduziu o módulo de elasticidade da argamassa e, apesar da elevação da porosidade, houve uma redução da absorção de água por capilaridade. Em relação à argamassa sem aditivo, a argamassa modificada apresentou aumento na retenção de água e no índice de consistência, além de um grande aumento na resistência à tração na flexão e na resistência potencial de aderência à tração. O aumento significativo da resistência potencial de aderência à tração (214% com 1% de aditivo) destaca o potencial do material produzido como argamassa adesiva.

Palavras-chave: argamassa modificada, aditivo polimérico, poliestireno sulfonado, reciclagem.

^{a*} Federal University of Uberlândia, College of Civil Engineering, Uberlândia, MG, Brazil;

^b Federal University of Uberlândia, Institute of Chemistry, Uberlândia, MG, Brazil;

^c Federal University of Uberlândia, College of Integrated Sciences, Ituiutaba, MG, Brazil.

1. Introduction

Recycling of materials has become a worthy field of research, development and application of resources, since there is an environmental and economic interest in the removal of discarded materials from the environment, avoiding the consumption of non-renewable raw material. In this sense, the search for viable routes for the use of materials, either in their original chemical form or by their chemical transformation, has been studied aiming to find a market for their application [1].

Recycling is seen as an alternative in trying to remove from the environment the waste produced daily by our society. In Brazil, about 54.38 million tons per year of municipal solid waste are produced [2]. However, a survey by the IPEA (Institute of Applied Economic Research) in the 2012 showed that, despite the waste collection being carried out in almost 90% of Brazilian municipalities, selective collection - collecting material to be recycled - takes place in barely 15% of the municipalities [2]. This solid waste largely consists of disposable plastic packaging, which is mainly fabricated of polyethylene terephthalate - PET; polyethylene - PE; polyvinyl chloride - PVC; polypropylene - PP and polystyrene - PS [3,4]. The consumption of PS plastic cups represents a considerable portion of municipal solid waste generated by humanity: its use and disposal must be rethought, aiming at sustainable consumption [5].

The construction industry is a sector of society that is currently growing rapidly. In Brazil, the rise is directly linked to economic growth and also to incentive programs offered by the current government to reduce the housing deficit. The construction processes related to this sector are responsible for a large proportion of urban pollution that affects the whole environment; however, this is also one of the sectors where part of the waste generated by social activities can be reused or incorporated in the construction process [6]. For example, research shows that sugarcane bagasse can be added in the production of cementitious composites, both in the form of fibers [7,8], ashes [9–11], and cellulose derivatives, such as cellulose sulfoacetate [12] and methylcellulose [13–15]. These additions are intended to improve both the physical and chemical properties of the composites, as well as reducing environmental pollution generated by waste. Therefore, to contribute to sustainability, it is essential to increase the practice of research, in order to minimize the impact generated by urban waste from human activities.

The mortars have curing and adhesion properties obtained by mixing binder, fine aggregate and water. Admixtures could be employed to improve some of the characteristics both in the fresh and hardened states. In preparing a quality mortar, one should think of producing it to obtain the best performance and durability, taking into account properties such as plasticity, cohesion in the fresh state, adhesion in the hardened state, cracking resistance, mechanical strength and resilience, among others.

The mortar must have adequate adhesion to the material to be applied. Adhesion is a property that is directly related to the mechanical performance influenced by the surface condition of the substrate on which it is applied, correct dosage and quality of materials, water retention capacity, thickness of the coating etc. Admixtures, which are largely soluble polymers or redispersible in water, allow the mortar to have better water retention capacity and greater plasticity in the fresh state, as well as improved mechanical properties [16,17].

A very common pathology regarding the use of mortars is the detachment of ceramic plates used in the cladding of buildings, where there is a large volume of waste generation along with an increase in the cost and consumption of new materials, where mortars with better performance would reduce many of the environmental impacts. Polystyrene (PS) has, in general, good mechanical, thermal and electrical resistance and low density. Due to these properties, it is used to produce disposable materials such as cups, food trays and plastic bags [18]. Some commercial plasticizer admixtures or superplasticizers incorporated into concrete and mortar have the presence of the sulfonate group, chemically modified group, responsible for the strong interactions with cement particles. Furthermore, the sulfonate group increases the solubility of the polymer in water, resulting in better dispersion and homogeneity of the cement paste [19–21].

Polystyrene can be recycled for the production of new materials. In a previous work, the PS obtained from discarded cups and food trays was used for the production of ion-exchange membranes [5], in the water treatment as an auxiliary agent of coagulation, flocculation and flotation for water and wastewater treatment [1,18], and as an admixture to concrete with excellent results, such as increased workability and water reduction, being classified as a superplasticizer admixture [19–21].

The objective of this study was to examine the application of sulfonated polystyrene, obtained from discarded plastic cups, as an admixture in mortars. Initially, the application for studied mortars was not defined, which could subsequently be targeted on the basis of the results obtained. To evaluate the influence of the admixture on the mortar properties, we determined the consistency index and water retention of mortars in the fresh state. In the hardened state, we evaluated the water absorption, porosity, elasticity modulus, compressive strength, flexural strength, bond tensile strength and microscopy.

2. Experimental

For the mortar composition, we used Initial High Strength Portland cement (CPV-ARI), which is a cement-free mineral addition, sand, and water in the ratio 1:4:0.84 by mass. The amount of water was chosen to achieve a 260 ± 5 mm consistency index, according to ABNT NBR 13276: 2005 [22], allowing higher workability of mortar and ease of application, for the various possible uses of the mortar. We studied 05 mortars with 0, 0.2, 0.6, 1.0 and 1.4% Sulfonated Polystyrene (SPS) on the cement mass, called A0, A0.2, A0.6, A1.0 and A1.4, respectively.

2.1 Production of sulfonated polystyrene (SPS)

The sulfonated polystyrene (SPS) was produced from the sulfonation of polystyrene plastic cups discarded post-consumer, as per already defined procedures in previous research carried out by our group [19–21]. The sulfonation was carried out with concentrated sulfuric acid (H_2SO_4 98%) and silver sulfate (Ag_2SO_4) as a catalyst. After sulfonation, the material was precipitated with water at $5^\circ C$ in an ice bath. A material with a rubbery aspect and high water solubility was produced.

An aqueous solution of the SPS treated with sodium hydroxide was used as an admixture to the mortars. The solution was produced at pH 13 at a concentration of 17% (w/w).

2.2 Preparation of the mortars

For the preparation of the mixture, we used a mechanical mixer in which water, cement, sand and the admixture were added in this order, by mixing at low speed for 30 s; this was followed by a rest period of 90 s, then blending at high speed for 60 s (ABNT NBR 13276: 2005) [22].

2.3 Testing of mortars in the fresh state

In the Consistency Index (CI) essay, fresh mortar is placed in a cone-shaped receptacle on the consistency table. After removing the mold, the table underwent 30 strokes in approximately 30 s, which caused the spreading of the mortar. Two orthogonal diameters were measured, and the value of the consistency index is the arithmetic mean of the measurements (ABNT NBR 13276:2005) [22].

For the Water Retention test, we applied a vacuum of 51 mm Hg in the fresh mortar for 15 min. From the mass difference of the mortar before and after the suction, it was possible to measure the water retention content (ABNT NBR 13277: 2005) [23].

2.4 Testing of mortar in the hardened state

To evaluate the properties of the mortar in the hardened state, we molded cylindrical specimens (5 cm x 10 cm), prismatic specimens (4 cm x 4 cm x 16 cm), and prepared molds on standard substrates for determining the bond tensile strength. The number of specimens for each test followed the recommendations of the respective standards adopted. The specimens were cured immersed in water for 28 days, and the molds for the adhesion test (Figure 1) were cured in air.

For determination of the flexural and the compressive strength, the cylindrical specimens were previously capped with sulfur and tested for compression, at 28 days of age in the EMIC universal testing machine, model DL 60000, with load cell of 10 kN. The loading rate was 0.25 ± 0.05 MPa/s (ABNT NBR 7215:1996) [24]. The number of specimens tested was 04 for each mortar.

The prismatic specimens were tested at three points bending, at 28 days of age in the INSTRON universal testing machine, model 5982, with load cell of 5 kN. The load was applied at a rate of 50 ± 10 N/s (ABNT NBR 13279:2005) [25]. Six specimens of each mortar were tested.

The elasticity modulus was determined in 03 cylindrical specimens by mortar, at the age of 28 days in an EMIC universal testing machine, model DL 60000, with load cell of 10 kN. The deformation was measured with strain gauges (ABNT NBR 8522:2008) [26].

The properties of water absorption by immersion were determined for 02 cylindrical specimens. The samples were placed in an oven at temperature of 105 ± 5 °C for 72 h and then weighed. Subsequently, they were immersed in water at 23 ± 2 °C and maintained at this condition for 72 h. After this saturation step, the samples were placed in a container with water and brought to boiling for a period of 5 h, then were cooled at 23 ± 2 °C, and the mass of the saturated samples was determined (ABNT NBR 9778:2005) [27]. The water absorption was calculated as a percentage relative to the dry mass of the specimen.

The porosity and the pore size distribution were determined by the mercury intrusion porosimetry (MIP) test. Two samples for each mortar of approximately 1 g were previously oven dried at a temperature of 100 ± 5 °C up to constant mass. The tests were realized in a Micromeritics AutoPore III high-pressure mercury intrusion porosimeter, with a maximum pressure of 476 MPa. Each sample was tested twice following the test parameters listed in Table 1.

To determine the water absorption by capillarity, we tested 03 cylindrical specimens at 28 days of age. The masses of the specimens were determined, and these were then dried in an oven at 105 ± 5 °C to constant mass. Then, they were cooled to temperature 23 ± 2 °C and weighed. The specimens were immersed in water; their masses were determined after 3, 6, 24, 48 and 72 h, counted from their placement in contact with water. The water absorption by capillarity is expressed in g/cm² and is calculated by dividing the mass increase by the cross-sectional area of the specimen surface in contact with the water (ABNT NBR 9779:1995) [28].

The mortars were applied to standard concrete rectangular substrate (45 cm width, 120 cm length and 5 cm thickness) for adhesion determination (ABNT NBR 14082: 2005) [29]. The application of the mortar on the substrate was standardized with the launch of approximately 20 cm height, and the thickness was fixed at 1 cm (Figure 1).

The bond tensile strength test was carried out according to the Brazilian norm ABNT NBR 15258: 2005 [30], which specifies that the mortar must be placed onto a substrate, and that after normal curing (i.e. 28 days), the test should be carried out by measuring the strength applied to take the mortar off the substrate.

The mortars were also characterized by Scanning Electron Micros-

Table 1 – Parameters of the mercury intrusion porosimetry test

Parameters	Test conditions	
	Low pressure	High pressure
Evacuation pressure	6.67 Pa	-
Evacuation time	5 min	-
Mercury filling pressure	4.48 kPa	-
Equilibration time	30 s	30 s
Maximum intrusion volume	100 mL/g	100 mL/g
Contact angle	130°	130°

Figure 1 – (a) Standard concrete substrate and mold for mortar application, (b) cure of the mortars applied for standard substrate and (c) mortar after adhesion test



copy (SEM). The samples were taken from fractured section of the specimens tested to bending, and were oven dried at 100 °C. Then, the samples were coated in gold. Images were obtained by secondary electrons in a Carl Zeiss EVO MA10 scanning electron microscope.

3. Results and discussion

3.1 Production of sulfonated polystyrene (SPS)

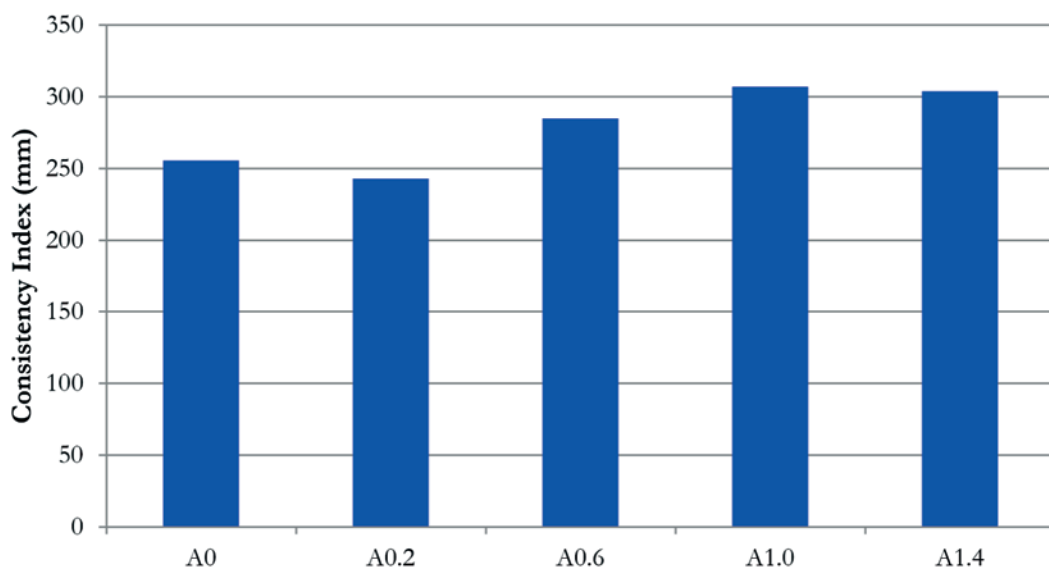
The degree of sulfonation of Sulfonated Polystyrene obtained was

58–63%. The solution of prepared sulfonated polystyrene presented a density of 1.16 g mL⁻¹ at 27 °C, determined by pycnometry.

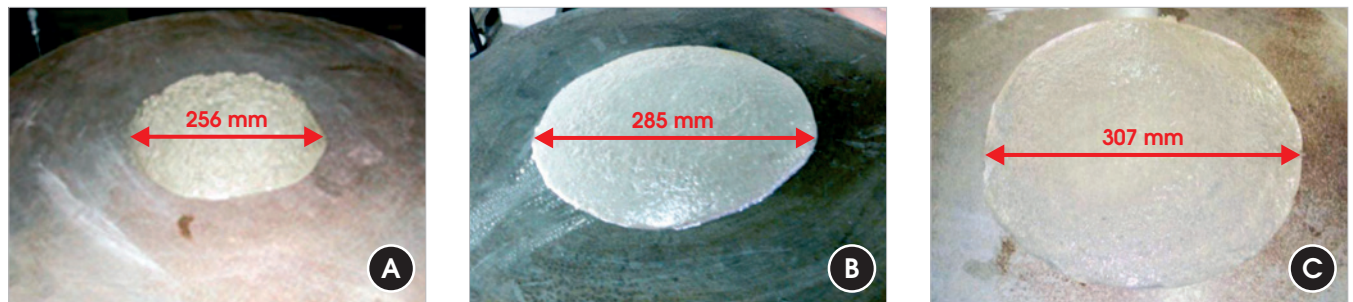
3.2 Evaluation of fresh mortars

The SPS admixture was dissolved in sodium hydroxide solution in order to neutralize it, where the volume of water used in the solution is only required for the polymer dispersion, the absence of free water that can act on the dispersion of the cement particles. Therefore, we chose not to consider the volume of admixture to the water/cement ratio of mixtures. From Figure 2, there was consistent index growth with the increase of admixture SPS quantity,

Figure 2 – Consistency index of the mortars



**Figure 3 - Mortar spreading after the test of consistency index:
(a) reference mortar, (b) mortar with 0.6% SPS and (c) mortar with 1.0% SPS**



reaching approximately 20% of increase to levels above 1%. Even when there was an increase in admixture content of 1–1.4%, there was no increase in fluidity, showing that the admixture had already reached the optimum content, and that the increase fluidity of the mixture is purely attributed to admixture action, and not the water present in its solution.

Note that the water/cement ratio has not changed; the increase in the consistency index is because the anionic long-chain molecules of the sulfonated polystyrene admixture became adsorbed on the surface of the cement particles that are effectively dispersed in water, as reported by Assunção et al. [19] and Royer et al. [20]. It was also observed that the mortar with SPS addition provided a cohesive aspect and more fluid than the reference mortar, as can be seen in Figure 3.

It can be seen from Figure 4 that the additions of 0.2%, 0.6% and 1.0% of polymeric admixture resulted in increased of water retention relative to the reference mortar, with an optimum level of 0.6%.

The improved dispersion of the cement particles by the action of the admixture also promotes greater water adsorption to the surface of the cement grains, so that the water is retained. However, for higher polymer contents, the fluidity of the water-cement system increases leaving part of free water, causing a decrease in water retention, as can be observed for the A1.4 mortar.

3.3 Evaluation of mortars in the hardened state

From Figure 5, it can be seen that there was a progressive increase in the porosity of the mortars with admixture content relative to the reference, reaching a 19% increase for A1.4. This increase in void content was accompanied by an increase in absorption above 50%, regardless of admixture content. It is known that one of the effects of the application of surfactant admixtures in cement mixtures is air void entrainment [31]. As a result of the increase in void content in the modified mortars, the bulk density decreased,

Figure 4 - Water retention values of produced mortars

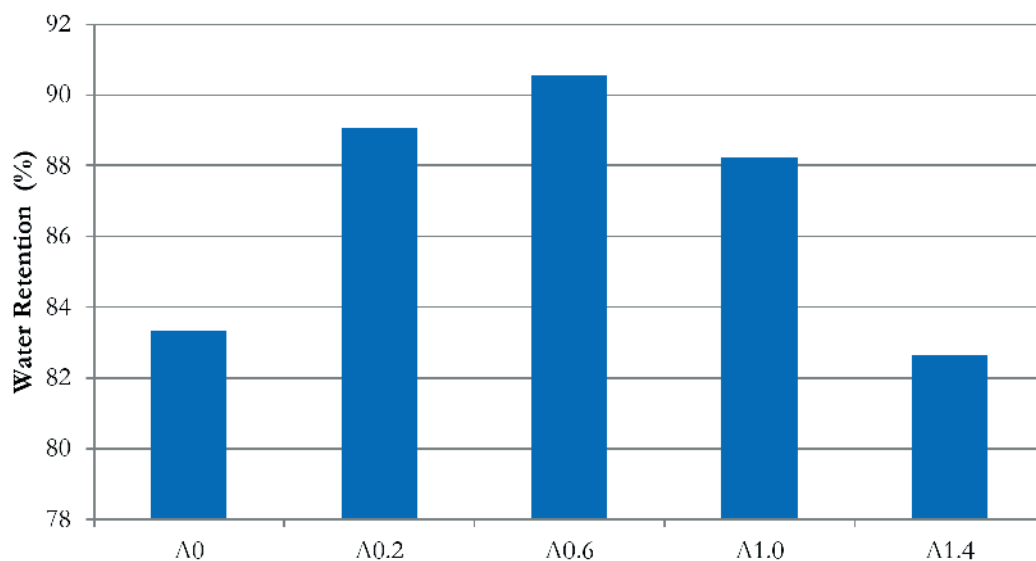
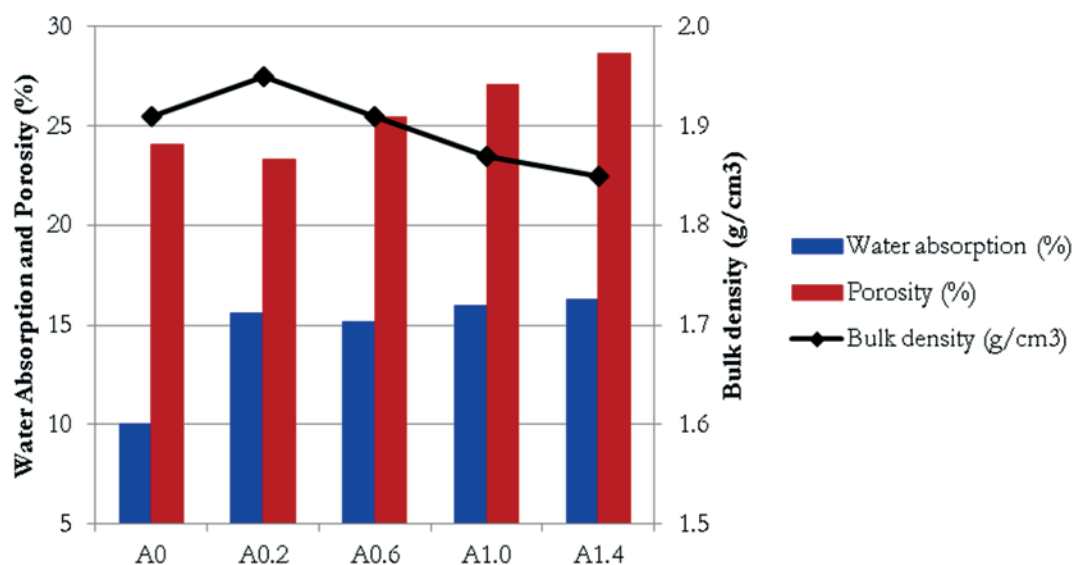


Figure 5 - Results of water absorption, porosity and bulk density for the mortars



although this was less pronounced variation, reaching a maximum reduction of 3% to mortar with 1.4% of admixture.

Figure 6 shows the mortar pore size distribution obtained by mercury intrusion porosimetry. There was a reduction in the number of pores with dimensions in the range of 10^2 – 10^5 nm with the presence of the admixture, probably by filling these voids with the polymer, as observed on microscopic images. However, in the range of

pores above 10^5 nm, there was a significant increase in the volume of pores in the modified mortars, especially for the highest levels of admixture, e.g. A1.4. This pore size range corresponds exactly to the pores entrained by surfactant admixtures [31].

Water absorption by capillarity is related to the permeability of mortar. In Figure 7, a reduction of absorption by capillarity was observed for all mortars with the addition of the polymer,

Figure 6 - Mortar pore size distribution obtained by mercury intrusion porosimetry

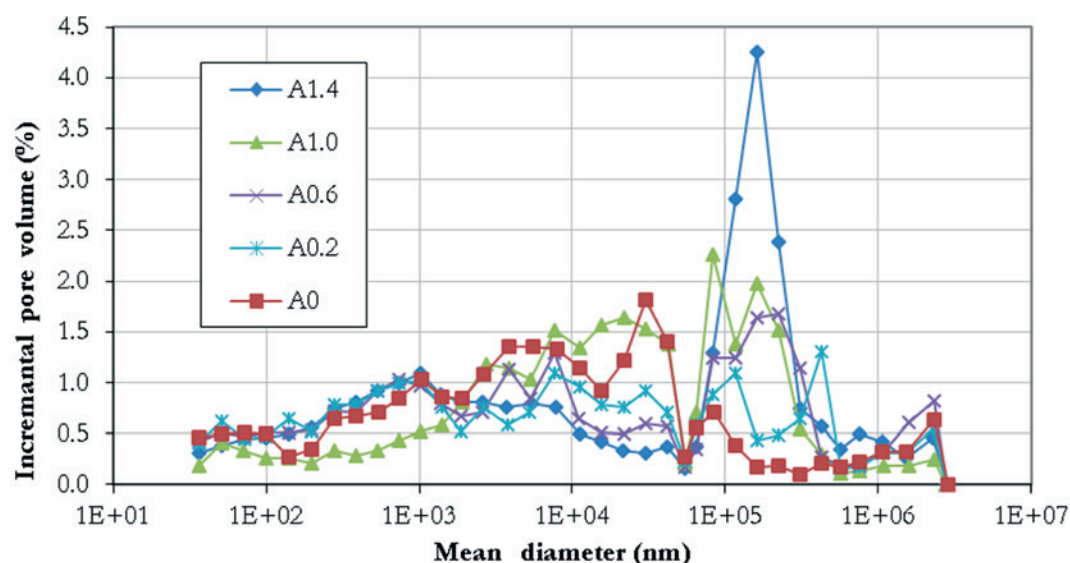
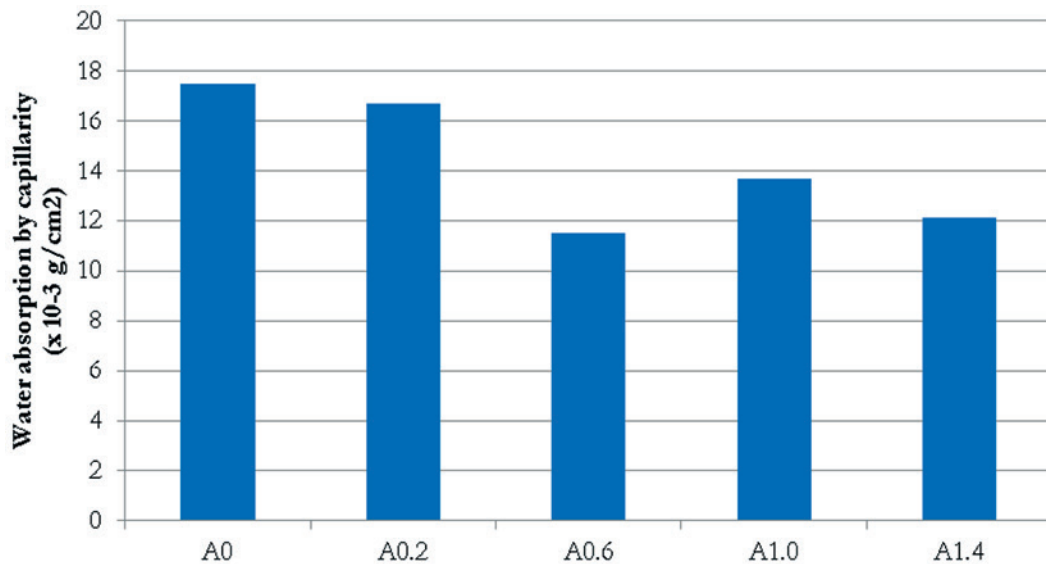


Figure 7 - Average values of water absorption by capillarity for the mortars

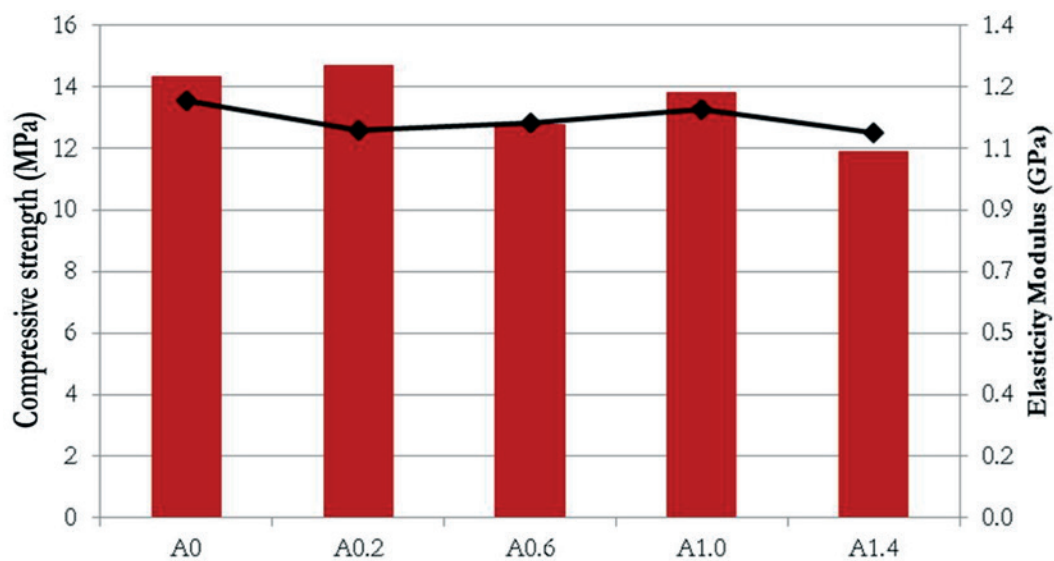


decreasing by 34% to the level of 0.6% admixture. Despite the elevation of porosity of the modified mortars, the polymer presence reduced the permeability, possibly explained by non-interconnected pores, and also by the formation of polymeric film in the microstructure of the mortars [17,32], as can be seen in the micrographs.

From Figure 8, there was a reduction in compressive strength with

the incorporation of the polymer; however, this reduction was not significant, as could be expected considering the large increase of porosity of the modified mortars. The A0.2 mortar showed an increase in compressive strength, demonstrating that the polymer improves the mechanical properties, even in small dosages. For higher levels of polymer like mortars A1.0 and A1.4, the reduction in compressive strength was not significant. This may be a result of

Figure 8 - Compressive strength and average values of the elasticity modules at 28 days of age



the greater resistance from mortars to microcracking by the action of polymeric films formed, as emphasized by Ohama [17].

The use of sulfonated polystyrene led to a decreased elasticity modulus compared to the reference mortar. The maximum reduction was approximately 8% for the mortar with highest polymer content (1.4%). However, this reduction can be advantageous for applications where it is subjected to large deformations, which could cause cracking of the mortar. Thus, a modified mortar submitted to a particular deformation will be under lower tension one without SPS.

Note in Figure 9 that the tensile strength increased in bending with levels of the SPS, indicating an optimum range of dosage of 1% the admixture.

There was an increase in the tensile strength in bending for all levels of admixture, reaching 23.72% for the A1.0 mortar. Therefore, even with low levels of SPS, the presence of polymer in the mortar appears to form a film on the microstructure of the paste, which tends to improve its tensile strength, as pointed out by Ohama [17], Assunção et al. [19] and Royer et al. [20].

There was an increase of bond tensile strength for all mortars modified with SPS. Still, as observed in the tensile strength in bending, the largest content was 1%. It should be noted that the increase was 69% even for low levels of 0.2% admixture, reaching a 214% increase for mortar A1.0 relative to the reference mortar (A0). This stronger physical bond between the modified mortar and the substrate makes it a good adhesive mortar for the settlement of ceramic tiles, for example, where the resistance of adhesion should be high.

Figure 10 presents SEM images of the mortars. The micrograph of Figure 10a, at a magnification of 15000x, shows the microstructure of the mortar with the presence of hydrated cementitious compounds such as calcium silicate hydrate. Figures 10b–10e, with magnifications of 30000x, show the structure formed by the

polymer in the mortars modified with SPS. It can be seen in the micrographs the deposition of sulfonated polystyrene in the form of lamellae, and the presence of polymeric film (SPS) on the microstructure of the modified mortars. As the admixture content increased, modification in the microstructure of the polymeric film was observed in the mortars, from a lamellar structure to the more continuous polymeric film [33], as shown in Figures 10c–10e. In Figure 10c, it is possible to identify both types of polymer structures: lamellar structures in the center of the micrograph and continuous film to the right, indicated by the arrow.

In the micrograph of Figure 11, at a magnification of 2500x, the presence of polymeric film on pores was observed, which may have contributed to the improvement of this mortar's tensile properties (A1.0), where the microcracks in the modified mortar under stress are bridged by the polymeric films or membranes formed. This prevented crack propagation and, simultaneously, a strong cement hydrate-aggregate bond is developed [34].

4. Conclusions

Sulfonated polystyrene produced from discarded plastic cups presented excellent results as an admixture for mortars, improving properties both in fresh and hardened states. There was an increase of mortar fluidity with the incorporation of the admixture, reaching 20% with 1.4% of SPS. Water retention was also improved relative to the reference mortar until the level of 1.0% admixture.

In the hardened state, the admixture incorporation resulted in a significant increase of mortar porosity. However, this increase caused no reduction of the same order of the compressive strength and elasticity modulus. This was because the presence of polymeric film improved the resistance of mortars to microcracking, thus overcoming the negative influence of porosity on mechanical properties. This was especially evident in the tensile properties,

Figure 9 - Values of flexural strength and bond tensile strength at 28 days of age

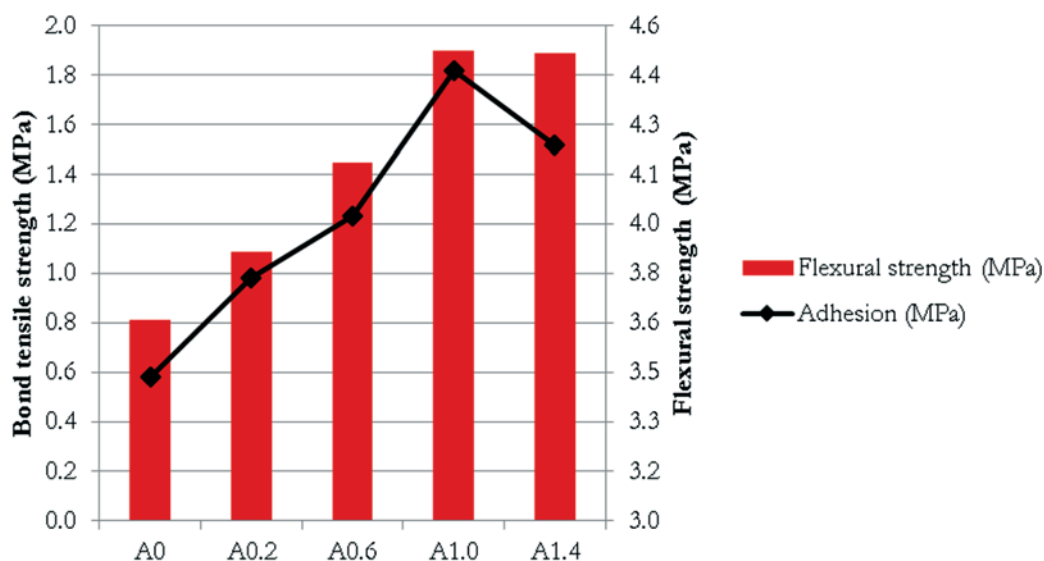


Figure 10 – Micrographs of mortar samples: (a) reference mortar, (b) mortar with 0.2% SPS, (c) mortar with 0.6% SPS, (d) mortar with 1.0% SPS and (e) mortar with 1.4% SPS

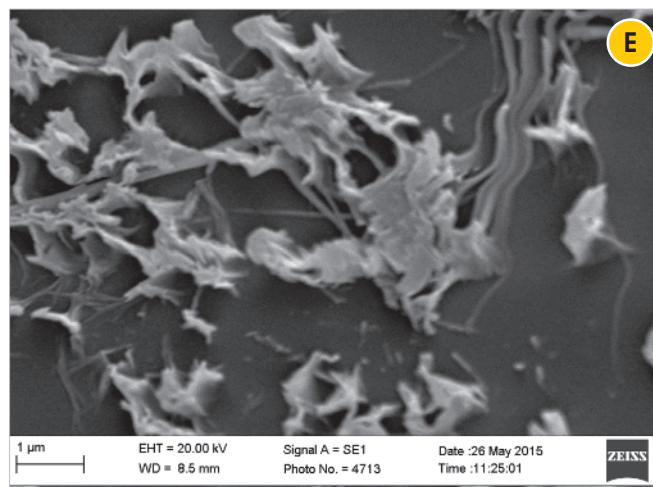
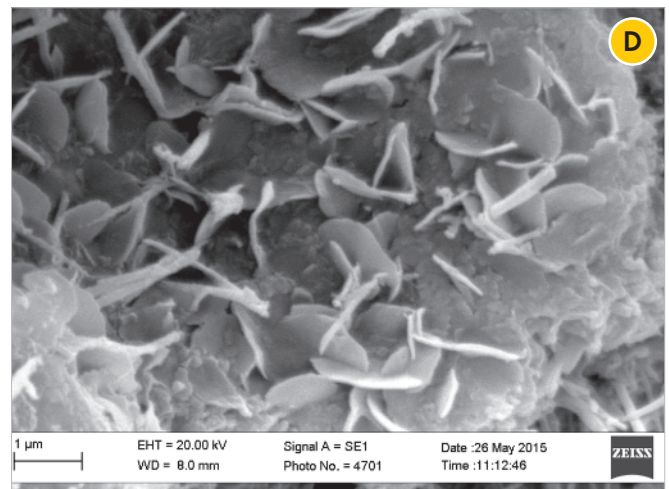
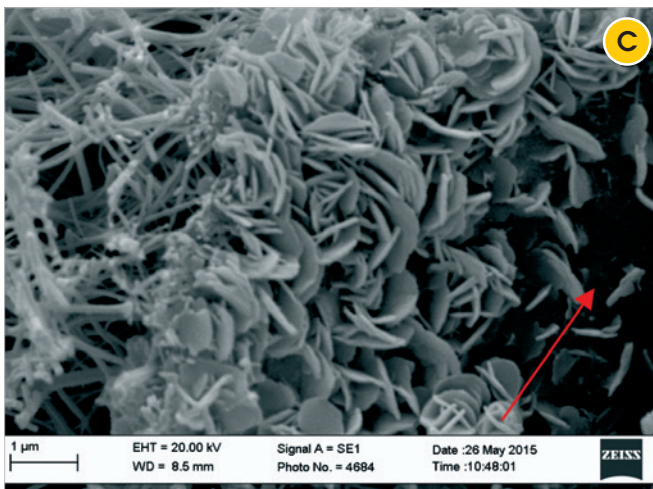
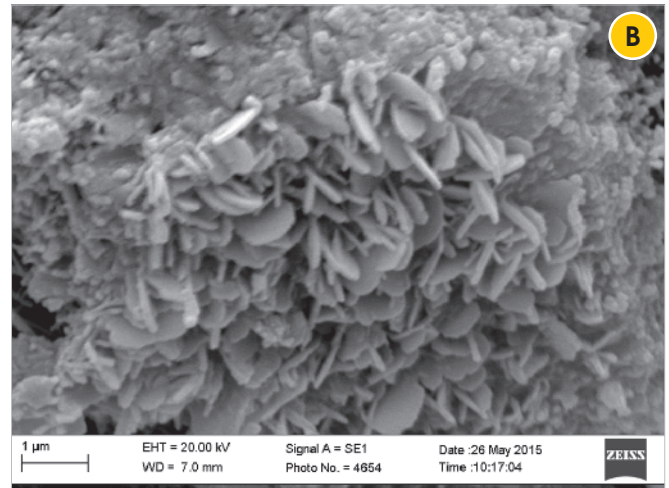
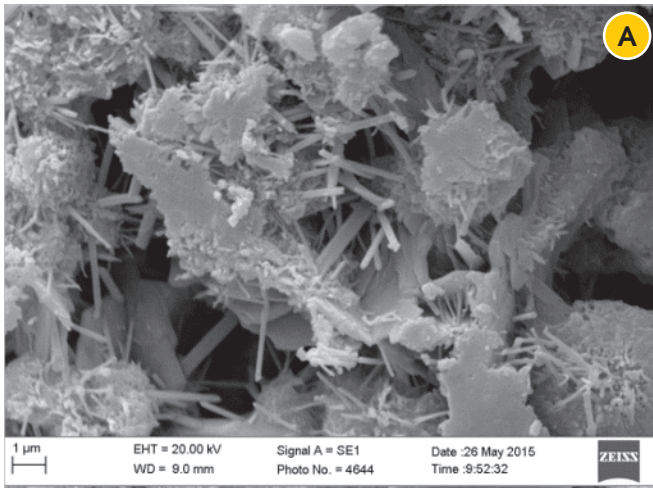
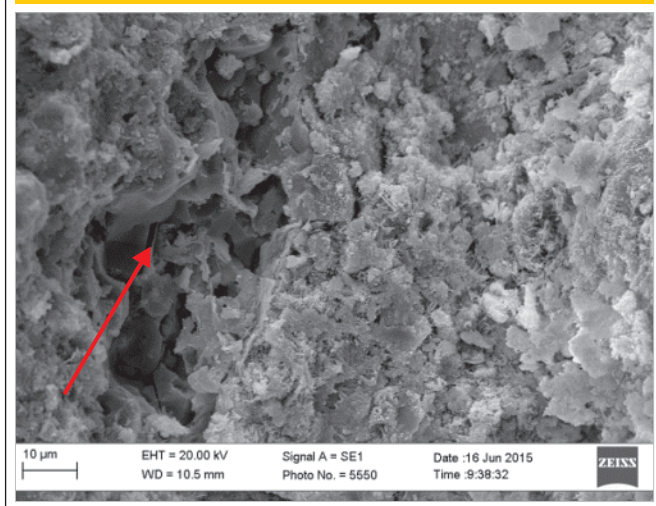


Figure 11 – Micrograph for mortar with 1.0% SPS



where the mortar modified with polymer showed an increase of about 24% in tensile strength, and above 200% of the adhesion resistance of the mortar with 1% admixture, relative to the reference. Another advantage observed in mortar modified with polymer was the reduction of water absorption by capillarity, showing the effect of the polymeric film in promoting the discontinuity of the formed pores. The exceptional increase of bond tensile strength of the modified mortar makes it a good adhesive mortar for applications where adhesive strength should be high. One should still emphasize the advantage of the sulfonated polystyrene admixture being produced from discarded plastic cups, preventing the disposal of PS in the environment. Furthermore, the production and application of better-performance mortars in the cladding of buildings, reducing the detachment of the cladding, a fairly common pathology, promotes higher sustainability of the construction.

5. Acknowledgments

The authors acknowledge CAPES for the financial support and for providing the periodical portal (www.periodicos.capes.gov.br). Vieira thanks CAPES for a Post-Doctoral scholarship. The authors also acknowledge the Laboratory of Microstructure and Ecoefficiency of Building Materials of the Escola Politécnica University of São Paulo for the porosity tests.

6. References

- [1] RODRIGUES FILHO, G.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; MARQUES, F.C.A.; CORRENTE, N.G.; MEIRELES, C.S. Síntese de poliestireno sulfonado para aplicações no tratamento de água produzido a partir de copos e bandejas descartadas de poliestireno. *Química Nova*, v.31, n.8, 2008; p.2004-2008.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DO PLÁSTICO (ABIPLAST) - Perfil 2013 Indústria brasileira de transformação de material plástico, 2013.
- [3] YOSHIGA, A.; TOFFOLI, S.M.; WIEBECK, H. Estudo do Composto PVC Reciclado/CaCO₃ em Pastas Vinílicas. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v.14, n.3, 2004; p.134-141.
- [4] MATOS, T.F.L.; SCHALCH, V. Composição dos Resíduos Poliméricos, Pós-consumo, Gerados no Município de São Carlos, SP. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v.17, n.4, 2007; p.346-51.
- [5] BRANDÃO, L.R. Síntese e Caracterização de Membranas de Troca Iônica a partir de Copos e Pratos de Poliestireno Descartado. *Uberlândia, 2004. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Uberlândia.*
- [6] SAVASTANO JR, H. Sistemas de cobertura para construções de baixo custo: uso de fibras vegetais e de outros resíduos agroindustriais. In: Rocha, J.C.; John, V.M., editors. *Utilização de resíduos na construção habitacional*, Rio de Janeiro: Finep; 2003, p. 94-123.
- [7] ONÉSIPPE, C.; PASSE-COUTRIN, N.; TORO, F.; DELVASTO, S.; BILBA, K.; ARSÈNE, M.A. Sugarcane bagasse fibres reinforced cement composites: Thermal considerations. *Composites Part A*, v. 41, n.4, 2010; p.549-556.
- [8] BILBA, K.; ARSÈNE, M.A.; OUENSANGA, A. Sugarcane bagasse fibre reinforced cement composites. Part I. Influence of the botanical components of bagasse on the setting of bagasse/cement composite. *Cement and Concrete Composites*, v.25, n.1, 2003; p.91-96.
- [9] SOUZA, A.E.; TEIXEIRA, S.R.; SANTOS, G.T.A.; COSTA, F.B.; LONGO, E. Reuse of sugarcane bagasse ash (SCBA) to produce ceramic materials. *Journal of Environmental Management*, v.92, n.10, 2011; p.2774-2780.
- [10] FARIA, K.C.P.; GURGEL, R.F.; HOLANDA, J.N.F. Recycling of sugarcane bagasse ash waste in the production of clay bricks. *Journal of Environmental Management*, v.101, 2012; p.07-12.
- [11] FRÍAS, M.; VILLAR, E.; SAVASTANO JR, H. Brazilian sugarcane bagasse ashes from the cogeneration industry as active pozzolans for cement manufacture. *Cement and Concrete Composites*, v.33, n.4, 2011; p.490-496.
- [12] NASCIMENTO, B.; RODRIGUES FILHO, G.; FRIGONI, E.S.; SOARES, H.M.; MEIRELES, C.S.; CERQUEIRA, D.A.; VALENTE, A.J.M.; CARVALHO, R.A.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; MOTTA, L.A.C. Application of cellulose sulfoacetate obtained from sugarcane bagasse as additive in mortars. *Journal of Applied Polymer Science*, v.124, n.1, 2012; p.510-517.
- [13] VIEIRA, J.G.; OLIVEIRA, G.C.; RODRIGUES FILHO, G.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; MEIRELES, C.S.; CERQUEIRA, D.A.; SILVA, W.G.; MOTTA, L.A.C. Production, characterization and evaluation of methylcellulose from sugarcane bagasse for applications as viscosity enhancing admixture for cement based material. *Carbohydrate Polymers*, v.78, n.4, 2009; p.779-783.
- [14] OLIVEIRA, G.C.; RODRIGUES FILHO, G.; VIEIRA, J.G.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; MEIRELES, C.S.; CERQUEIRA, D.A.; OLIVEIRA, R.J.; SILVA, W.G.; MOTTA, L.A.C. Synthesis and application of methylcellulose extracted from waste newspaper in CPV-ARI Portland cement mortars. *Journal of Applied Polymer Science*, v.118, n.3, 2010; p.1380-1385.
- [15] CRUZ, S.F.; VIEIRA, J.G.; RODRIGUES FILHO, G.; MEIRELES, C.S.; FARIA, F.A.C.; GOMIDE, D.D.; PASQUINI, D.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; MOTTA, L.A.C. Synthesis and

- characterization of methylcellulose from cellulose extracted from mango seeds for use as a mortar additive. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v.22, n.1, 2012; p.80-87.
- [16] SILVA, D.A.; MONTEIRO, P.J.M. The influence of polymers on the hydration of portland cement phases analyzed by soft X-ray transmission microscopy. *Cement and Concrete Research*, v.36, n.8, 2006; p.1501-1507.
- [17] OHAMA, Y. Polymer-based Admixtures. *Cement and Concrete Composites*, v.20, n.2-3, 1998; p.189-212.
- [18] LANDIM, A.S.; RODRIGUES FILHO, G.; ASSUNÇÃO, R.M.N. Use of polystyrene sulfonated produced from waste plastic cups as an auxiliary agent of coagulation, flocculation and flotation for water and wastewater treatment in Municipal Department of Water and Wastewater in Uberlândia-MG, Brazil. *Polymer Bulletin*, v.58, n.2, 2007; p. 457-463.
- [19] ASSUNÇÃO, R.M.N.; ROYER, B.; OLIVEIRA, J.S.; RODRIGUES FILHO, G.; MOTTA, L.A.C. Synthesis, Characterization, and Application of the Sodium Poly(styrenesulfonate) Produced from Waste Polystyrene Cups as an Admixture in Concrete. *Journal of Applied Polymer Science*, v.96, n.5, 2005; p. 1534-1538.
- [20] ROYER, B.; ASSUNÇÃO, R.M.N.; RODRIGUES FILHO, G.; MOTTA, L.A.C. Efeito da aplicação do poliestireno sulfonado (PSSNa) como aditivo em argamassas e concretos de cimento Portland CPV32. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, v.15, n.1, 2005; p.63-67.
- [21] ASSUNÇÃO, R.M.N.; RODRIGUES FILHO, G.; ROYER, B.; OLIVEIRA, J.S.; MOTTA, L.A.C. Produção de poliestireno sulfonato de sódio (PSSNa) a partir de copos plásticos de poliestireno (PS) para a aplicação como aditivo superplastificante em concretos de cimento. PI 0504109-0, 2005.
- [22] NBR 13276: 2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [23] NBR 13277: 2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da retenção de água. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [24] NBR 7215: 1996. Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996.
- [25] NBR 13279: 2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [26] NBR 8522: 2008. Concreto - Determinação dos módulos elásticos de elasticidade e de deformação e da curva de tensão-deformação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.
- [27] NBR 9778: 2005. Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [28] NBR 9779: 2012. Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.
- [29] NBR 14082: 2005. Argamassa colante industrializada para assentamento de placas cerâmicas - Execução do substrato-padrão e aplicação de argamassa para ensaios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [30] NBR 15258: 2005. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência potencial de aderência à tração. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.
- [31] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais*, São Paulo: Pini, 3ed, 1994, 674 p.
- [32] AFRIDI, M.U.K.; OHAMA, Y.; DEMURAB, K.; IQBAL, M.Z. Development of polymer films by the coalescence of polymer particles in powdered and aqueous polymer-modified mortars. *Cement and Concrete Research*, v.33, n.11, 2003; p.1715-1721.
- [33] AMIANTI, M.; BOTARO, V.R. Concreto impregnado com polímero (CIP): uso e aplicação do EPS reciclado para redução da permeabilidade de superfícies de concreto. *Revista Matéria*, v.13, n.4, 2008; p.664-673.
- [34] RAMACHANDRAN, V.S. *Concrete Admixtures Handbook - Properties, Science and Technology*, Canada: William Andrew Publishing, 2ed, 1996, 1183 p.

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams

Influência do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido



O. A. SOUZA JUNIOR^a
orivaldo.souza@ifap.edu.br

D. R. C. OLIVEIRA^b
denio@ufpa.br

Abstract

Little information on experimental investigations regarding the influence of the prestressing forces in the shear resistance of prestressed beams is found in the technical literature. Thus, it was experimentally evaluated the shear resistance of six post-tensioned prestressed concrete beams with cross section of (150 x 450) mm², total length of 2400 mm and concrete's compressive resistance of 30 MPa, with the variables of this work being the layout of the prestressing cable, straight or parabolic, and the stirrups geometric rate. Verticals displacement, steel and concrete's strains and a comparison of the experimental loads with the estimates of ACI 318, EUROCODE 2 and NBR 6118: 2014 codes are presented and discussed. The results showed that the cable's parabolic layout increased the beams' shear resistance in up to 16% when compared to beams with straight cables.

Keywords: prestressed concrete, shearing, beam.

Resumo

Poucas informações relativas às investigações experimentais sobre a colaboração da protensão na capacidade resistente ao esforço cortante dos elementos estruturais protendidos, são encontradas na literatura técnica. Assim, foi avaliado experimentalmente o desempenho ao cisalhamento de seis vigas de concreto protendido com cordoalhas engraxadas, seção transversal de (150 x 450) mm², comprimento de 2400 mm e resistência à compressão do concreto de 30 MPa, sendo que as variáveis do trabalho foram o traçado do cabo de protensão, reto ou parabólico, e a taxa de armadura transversal. São apresentados os resultados para os deslocamentos verticais, deformação do aço e do concreto e as cargas últimas experimentais comparadas com as estimadas das normas ACI 318, EUROCODE 2 e NBR 6118: 2014. Os resultados mostraram que as vigas com traçado inclinado apresentaram aumento na resistência ao cisalhamento em até 16 % quando comparadas às vigas com cabos retos.

Palavras-chave: concreto protendido, cisalhamento, viga.

^a Instituto Federal do Amapá, Macapá, AP, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introduction

In the design of reinforced concrete structures, tensile by bending generated by loading is resisted only by steel, delaying the cracking of the concrete. The reinforcement called passive reinforcement, intended to receive the tensile forces not absorbed by the concrete, working only when requested. In prestressed concrete structures the force applied on the cables is transmitted to the concrete, resisting the tensile stresses by flexure and assisting the passive reinforcement. The prestressing reinforcement, called active reinforcement is placed in the structural element not only to compress and generate the necessary compressive stress so that the concrete can absorb the tensile stresses generated by loadings, but also to resist to external loadings, providing many advantages, such as reduction of the shear forces by the action of the vertical component generated by the prestressing. In the case of inclined cables, the increase of compressive stresses and reducing tensile stresses, vertical displacements and cracking reduction, with the structure remaining predominantly in the stage I along its useful life. According Naaman [1], the longitudinal prestressing introduces in the concrete elements with inclined prestressed cables a vertical component that depends on the overall strength of the cable and

reduces the shear loading. Figure 1 shows a prestressed concrete beam with a section length dx and the components generated by prestressing. The prestressing also induces compressive stresses which contribute to reduce principal tensile stresses so that shear cracking seems more vertical. According to Leonhardt and Monnig [2] the struts inclination varies from 15° to 30° . However, in lengths with concentrated loads or on intermediate supports of continuous beams, for example, shear cracks appear and inevitably reach 45° . This paper aims to evaluate the contribution of prestressing in reducing of the shear forces in six beams through the vertical component generated by the inclination of the prestressing cables, being three with parabolic cables and three with straight cables, and for each cable's layout three geometrical rates of stirrups were used, and the experimental results were compared to estimates of ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] and NBR 6118 [5] codes.

2. Available information

Some research tried to understand the parameters that influence the shear strength of prestressed concrete beams. Laskar and Hsu [6] studied the shear behavior of five prestressed concrete beams with 7620 mm length, average f'_c of 70.5 MPa, cross

Figure 1 - Prestressing components (Naaman (1))

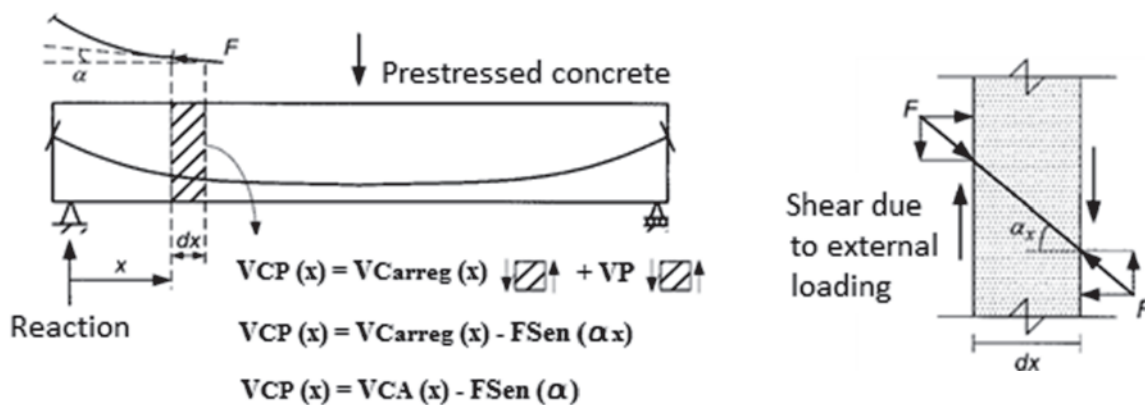


Table 1 - Variables and failure modes of the beams tested by LASKAR and HSU (6)

Beam	l (mm)	D (mm)	b _i (mm)	b _w (mm)	f' _c (MPa)	a/d	Traço.	ρ _w (%)	s (mm)	V _u (kN)	M _u (kN.m)	Failure mode
B1	7620	568	150	50	72,4	1,61	R	0,17	250	840,2	892	Web shearing
B2					74,5	1,61	R	0,95	178	1040,8	1106	
B3					64,6	1,61	P.	0,95	178	1014	1077	Flexure-shearing
B4					71,0	4,29	R	0,17	250	430	470	
B5					64,5	4,29	P	0,17	250	450	490	

R - Straight layout cable; P - Parabolic layout cable

section with effective height of 568 mm, with the transversal reinforcement geometrical rate, the layout of the prestressing cable and the relationship between the shear span and the useful height (a/d) as variables. The beams B1, B2 and B4 presented straight layout and were designed to shear failure mode, with ratio a/d of 1.61, and B3 and B5 beams with parabolic layout, also with shear failure, showed ratio a/d of 4.29. The transverse reinforcement ratio of beams ranged from $\rho_w = 0.17\%$ for beams B1, B4 and B5 and of $\rho_w = 0.95\%$ for beams B2 and B3. Table 1 presents the test parameters, beyond the ultimate experimental loads and failure modes.

It was observed that the cracking stress were higher for beams B1 and B2 with straight cables as compared to the beams with parabolic cables, B3 and B5, because the horizontal component of the cable. The beams with parabolic cables were more efficient in relation to the beams with straight cables against shear forces reducing around 10% these forces of the beams in relation to beams with straight cables. The experimental results also showed that the beams had two failure modes, according to the North American standard ACI 318/2011: flexure-shearing and web shearing. The beams that failure with web shear presented brittle fracture, while the beams that failure by flexure-shearing showed ductile behav-

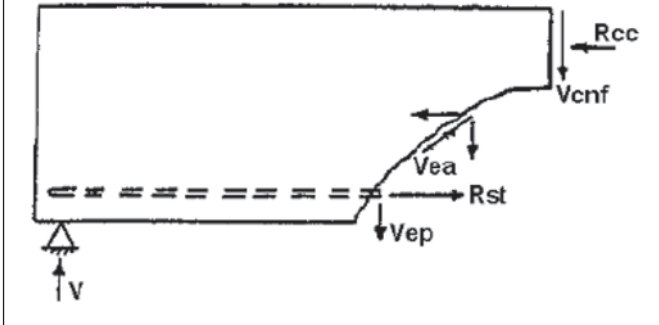
ior. The beams with ratio a/d of 4.29 presented ductile failure compared to the beams with a/d of 1.61, showing the strong influence of this parameter on the shear strength of prestressed beams. The beams B1 and B2, which exhibited as variables just the transversal reinforcement rates, showed brittle failure due to the low ratio a/d , with the resistance of the beam B1 being 30% greater than that of the beam B2.

MacGREGOR [7] evaluated the influence of the prestressing cable's layout on the shear strength of twenty-two prestressed concrete beams with angle of inclination measured from the geometric center of the prestressing reinforcement, in the central section, till the longitudinal axis of the beam, ranging from zero to ten degrees. Table 2 presents the characteristics of the tested beams by MacGREGOR [7]. The behavior of the beams after initial crack (decompression state) was changed according to the inclination of the cables. For beams with higher inclinations of the cables was verified an average resistance gain of 25%, from the formation of the first crack till the failure, when compared to the other beams of lower inclinations. For beams with lower inclinations there was no significant increase in load, from the formation of the first crack up to the failure. This was due to the horizontal component to the cables with lower inclinations be greater than for cables with higher

Table 2 - Characteristics of the MacGREGOR's (7) beams

Beam	f'_c (MPa)	b_f (mm)	b_w (mm)	d (mm)	σ_p (MPa)	Φ (Degree)	Cables
AD.14.37	22.5		152		742	6.45	11
B.14.34	18.2				805	0.00	12
B.14.41	20.0				805	0.00	12
BD.14.18	43.0				861	2.70	13
BD.14.19	43.0				784	5.00	12
BD.14.23	26.6				693	10.00	11
BD.14.26	24.0				812	10.00	11
BD.14.27	24.0				777	2.22	11
BD.14.28	23.0				826	1.53	11
BD.24.32	18.6		80		770	1.88	11
BD.14.34	18.0	152		254	770	6.28	11
BD.14.35	20.0				770	2.38	11
BD.14.42	26.0				567	6.45	11
BV.14.30	28.0				861	3.25	11
BV.14.32	26.0				784	3.25	12
BV.14.34	25.0				868	2.70	12
BV.14.35	23.5				805	5.36	12
BV.14.42	20.0				840	6.80	13
CD.13.23	26.5				840	0.00	12
CD.13.24	25.0				784	3.40	12
CD.13.25	24.0		45		826	2.85	12
CD.14.34	17.5				735	1.88	11

Figure 2 – Forces acting in an inclined crack (ACI-ASCE Committee 426 (8))



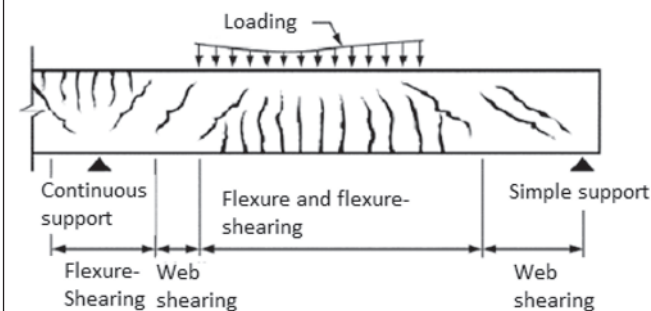
inclinations, leading to increase the tensions that cause cracks in beams with lower inclination cables.

2.1 Shear behavior of prestressed concrete beams

The shear bearing capacity of a prestressed concrete beam can be divided into two parts, one resisted by the concrete and its auxiliary mechanisms described ahead, and the other resisted by transverse reinforcement. A beam, even without transversal reinforcement has the ability to resist to a certain intensity of shear force. Figure 2 shows the various components of the shear resistance mechanisms of beams without transversal reinforcement, except the component related to the arc effect according to ACI-ASCE 426 Committee [8].

For reinforced concrete structures subject to shear forces, the amount of resistance due to concrete is the sum of several mechanisms capable of transmitting forces between the sections as the effect of the non-cracked concrete, and this mechanism occurs at not fissured stretches of the beam (between two consecutive cracks) or in non-fissured parts of fissured elements (compression zone of a cracked section); the aggregate interlock that occurs between the two surfaces of a crack, and the contribution of the aggregates interlock to the shear strength depends on the opening of the crack and roughness of surfaces; the dowel action ef-

Figure 3 – Cracking pattern for reinforced concrete beam (ACI 318(3))



fect, where the longitudinal reinforcement resists a portion of the displacement caused by shear force due to the dowel action on the bar, and the dowel force in the longitudinal reinforcement bar depends on the bar stiffness at the intersection with the crack; and the arc effect, which is a mechanism that occurs more significantly in beams with reduced span and confers an increase in their load capacity. In the case of beams subjected to concentrated loads, the intensity of the arc effect is related to the ratio a/d of the beam, where a is the distance from the point of application of load to the nearest support and d is the distance from the more compressed fiber of the beam to the center of gravity of the longitudinal tensile reinforcement section. Beam with ratio a/d smaller than 1 may present cracks ranging from the loading application point to the supports. These cracks prevent longitudinal reinforcement shear flow to the compression zone causing the element starts to behave like an arc and not as a beam.

2.2 ACI 318

According to ACI 318 [3], the shear strength of prestressed concrete beams is based on the analogy of the modified truss model, where V_n is the nominal shear strength, obeying the condition of being greater than the design shear force in the considered section, V_u , being presented in equations 1 and 2.

$$\phi V_n \geq V_u \tag{1}$$

$$V_n = \phi n V_c + \phi n V_s \tag{2}$$

Where,
 ϕ : reduction factor: 0,75;
 V_c : concrete parcel;
 V_s : transversal reinforcement parcel.

The calculation of V_c parcel is based on the cracking pattern shown in Figure 3, where V_{ci} force is responsible for the appearance of flexure cracks and V_{cw} force by the appearance of shear cracks in the web, calculated according to the equations 3 and 4. The value of the parcel V_c is the lower of the two.

$$V_{ci} = \left(0.05n\lambda n\sqrt{f_c} nb_w nd_p + V_d + \frac{V_i n M_{cre}}{M_{max}} \right) > (0.14n\sqrt{f_c} nb_w nd) \tag{3}$$

$$V_{cw} = (0.29n\lambda n\sqrt{f_c} + 0.3nf_{pc}) nb_w nd + V_p \tag{4}$$

Where,

λ : concrete's mechanical properties modification factor, equal to 1;

f_c : concrete's compressive strength;

b_w : beam's width;

d_p : length between the more compressed fiber to the gravity center of the prestressed reinforcement, not less than $0,8 \cdot h$;

V_d : shear force on the cross section due to self-weight;

V_f : shear force on the cross section due to external loading acting with M_{max} ;

M_{max} : maximum bending moment due to external loading;

M_{cr} : bending moment that generates flexure cracking on the cross section due to external loading;

f_{pc} : concrete's compressive strength at the cross section center which resists to the external loading;

V_p : vertical component of the prestressed force.

2.3 EUROCODE 2

The EUROCODE 2 [4] specifies two methods for calculating the shear strength as a function of the presence or absence of transverse reinforcement. For no shear reinforcement elements (Equation 5) resistance is expressed as V_c . For elements with shear reinforcement, resistance is the higher of V_{Rds} and $V_{Rd,max}$ shown in equations 6 and 7.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k n (100 \rho_p / f_{ck})^{1/3} + k_1 n \sigma_{cp} \right] n b_w d \quad (5)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z n f_{ywd} n c o t \theta \quad (6)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} n b_w z n v n f_{cd}}{c o t g \theta + t g \theta} \quad (7)$$

With,

$V_{Rd,c}$: design shear resistance for no shear reinforcement elements;

$V_{Rd,s}$: parcel from shear reinforcement;

$V_{Rd,max}$: concrete strut maximum strength;

$C_{Rd,c}$: factor with value of $(0.18/\gamma_c)$;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$, with d in mm;

ρ_p : geometric rate of flexure reinforcement;

k_1 : factor with value of 0.15;

σ_{cp} : concrete's compressive strength due to prestressing, in MPa;

d : cross section useful depth, from the center of the prestressing reinforcement till the more compressed fiber, in mm;

A_{sw} : shear reinforcement cross section area;

s : stirrups spacing;

z : lever arm equal to $0.9 d$, with d in mm;

f_{ywd} : design yield stress of the shear reinforcement;

v : 0.5 for $f_c \leq 60$ MPa and 0.6 for $f_c \geq 60$ MPa, since the shear re-

inforcement stress be not higher than 80% of the characteristic yield stress.

2.4 NBR 6118

NBR 6118 [5] presents two calculation models based on truss model analogy, associated with complementary bearing mechanisms developed within the structural element and represented by an additional component V_c . The model I considers checking the compressed diagonal V_{Rd2} (Equation 8) and tensioned diagonal V_{Rd3} (Equation 9). The strut inclination $\theta=45^\circ$ in relation to the longitudinal axis of the structural element.

$$V_{Rd2} = 0.27 \alpha_v n f_{cd} n b_w d \quad (8)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (9)$$

Where,

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$;

$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$;

$V_c = 0$ for tensioned structural elements when the neutral axis is out of the cross section;

$V_c = V_{c0}$ for simple flexure and tension-flexure with the neutral axis in the cross section;

$V_c = V_{c0} (1 + M_d/M_{Sd,max}) \leq 2 V_{c0}$ for compression-flexure, with:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$

The model II also consider checking the compressed diagonal V_{Rd2} (Equation 10) and tensioned diagonal V_{Rd3} (Equation 11). In this case, the strut inclination varies between 30° and 45° .

$$V_{Rd2} = 0.54 \alpha_v n f_{cd} n b_w d n \sin^2 \theta (c o t \alpha + c o t \theta) \quad (10)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

Where,

$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (c o t g \alpha + c o t g \theta) \cdot \sin \alpha$

$V_c = 0$ for tensioned structural elements when the neutral axis is out of the cross section;;

$V_c = V_{c1}$, for simple flexure and tension-flexure with the neutral axis in the cross section;

$V_c = V_{c1} (1 + M_d/M_{Sd,max}) < 2 \cdot V_{c1}$ for compression-flexure, with:

$V_{c1} = V_{c0}$ when $V_{Sd} \leq V_{c0}$

$V_{c1} = 0$ when $V_{Sd} = V_{Rd2}$, using linear interpolation for intermediary values.

Table 3 – Current Beam's characteristics

Beam	d (mm)	e _p (mm)	A _s (mm ²)	A _p (mm ²)	c _s (mm)	c _p (mm)	f _{ck} (MPa)	E _s (GPa)	E _p (GPa)	θ (Grau)	Tr
VCPR-0	361	180	942	101	20	45	30	210	195	0	R
VCP-0										16	P
VCPR-250										0	R
VCP-250										16	P
VCPR-150										0	R
VCP-150										16	P

d_p – Beams' useful depth; e_p – Prestressing cable's eccentricity at middle span; c_s – Prestressing cable's concrete cover at middle span; R – Straight layout cable; P – Parabolic layout cable; θ – Prestressing cable inclination.

Table 4 – Concrete's mechanical properties

Mechanical property	Experimental			Theoretical (NBR 6118 (5))		
	f _{c, exp} (MPa)	f _{ct, exp} (MPa)	E _{sec, exp} (GPa)	f _{c, teor} (MPa)	f _{ct, teor} (MPa)	E _{sec, teor} (GPa)
Compressive strength	31.0	-	-	30.0	2.0	26.1
Tensile strength	-	3.01	-			
Elastic modulus	-	-	25.0			

3. Experimental program

3.1 Beams' characteristics

Six prestressed concrete beams using the system with greased cable and with two layouts for the prestressing cables, straight and parabolic, and variations in the shear reinforcement ratio (vertical stirrups) were tested and analyzed. The beams had cross section of (150 x 450) mm², length of 2400 mm and 2000 mm of tested span, same longitudinal reinforcement and mechanical properties of the concrete (same concreted). From the six beams, three had straight cables and three parabolic ones, with one beam of each group presenting transverse reinforcement only at the supports and load application points, and the other had stirrups of diameter 5.0 mm each 250 mm and 150 mm. The positions of the straight and parabolic cables and its inclinations were the same enabling comparisons between beams with same shear reinforcement and cables' layout. Thus, the influence of

the cables' layout in the shear resistance was assessed by comparing the experimental results of the beams VCPR-0 and VCP-0, VCPR-250 and VCP-250, VCPR-150 and VCP-150. Assuming that the greater the force applied to the cable will be greater this increase in shear resistance, the cable was loaded to its permissible limit of tension to show its influence. Table 3 and Figure 4 bring the features and details of the prestressed concrete beams.

3.2 Concrete's mechanical properties

The compressive strength, tensile strength and elastic modulus of concrete were obtained experimentally by compression of cylindrical proofs molded according to NBR 5738 [9] at the same of the beams' concrete placement, removing three cylindrical proofs with 150 mm diameter and 300 mm length to perform each of the tests mentioned, totaling nine proofs. Determination of compressive strength followed the established by NBR 5738 [9] and the determination of tensile strength by diametrical compression followed established by NBR 7222 [10] and the secant modulus of elasticity was found according to NBR 8522 [11]. Table 4 presents the results of the mechanical properties of concrete.

3.3 Reinforcements' mechanical properties

The average values of the yield and failure stresses, yield strain and elastic modulus of the six steel bars samples with diameter of 20.0 mm and 5.0 mm of the flexural and transversal reinforcements, respectively, are presented in table 5. Additionally, all

Table 5 – Properties of steel bars with diameter of 5.0 mm and 20.0 mm

φ (mm)	f _{ys} (MPa)	f _u (MPa)	ε _{ys} (‰)	E _s (GPa)
5.0	597.0	602	4.6	229.6
20.0	580.0	623	2.8	207.1

Figure 4 - Beams' details

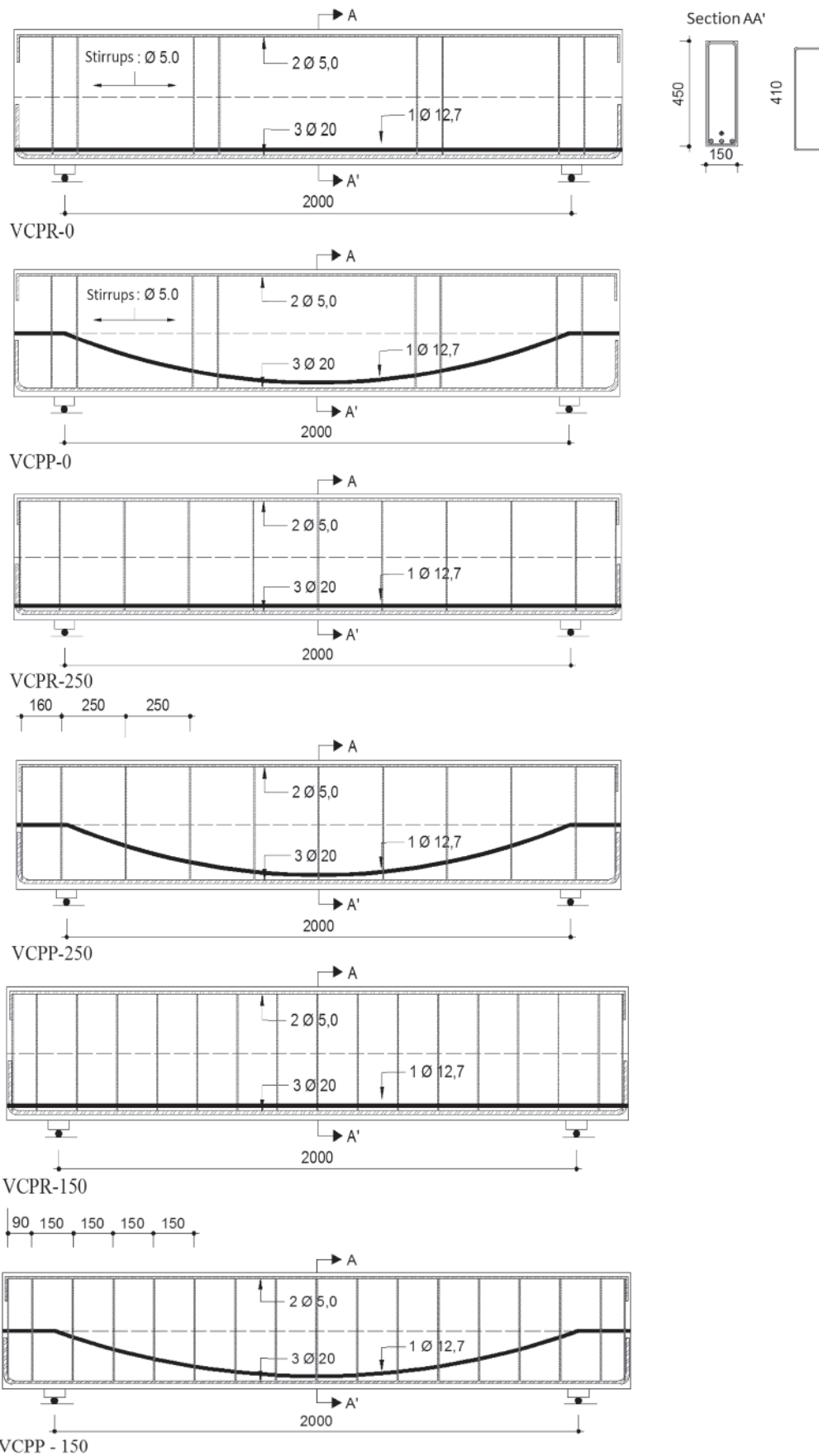


Table 6- Greased monocable's mechanical properties

Nominal diameter (mm)	12.7
Cross section area (mm ²)	101.0
Elastic modulus (kN/mm ²)	203.0
Tension strength limit (kN)	187.0
Maximum prestressing force (kN)	150.0
Anchorage force (kN)	131.0

samples met the criteria of ductility of NBR 7480 [12], which prescribes the failure stress f_u at least equal to $1.10 \cdot f_{ys}$. The mechanical properties of the prestressed cables came from catalog of the manufacturer CIA Siderurgica Belgo Mineira and are presented in Table 6.

3.4 Beams' production

After making the wooden formwork and application of mold release oil, the active and passive reinforcement received spacers and were positioned carefully aiming the standardization of concrete cover of reinforcements and, consequently, the useful heights of the beams. Both the beams with straight cable and the beams with parabolic cable adopted a concrete cover of 50 mm from the central point of the cable to the bottom surface of the beams. The beams and proofs were then concreted at the same time and using the same concrete, being released and vibrated with immersion vibrators with diameter of 32 mm for beams and 25 mm for proofs and, after 4 hours, beams were covered with wet tissues. The mold removing happened 7 days after concrete placement. Figure 5 shows the production process of the beams.

3.5 Instrumentation

For monitoring the behavior of the beams along the test procedure, strain gages were used in concrete, flexural and transverse

Figure 5 - Beams' executive process



reinforcements. There were 28 strain gages on steel bars, including passive and transverse reinforcements, 06 strain gages on concrete and 06 strain gages on the compressive reinforcement totaling 40 strain gages, and 01 dial gage per beam for observation of the evolution of vertical displacements generated by prestressing and

external loadings. Figure 6 shows the instrumentation of the beams.

3.6 Test system

The test of the beams was carried out in the Civil Engineering Lab-

Figure 6 - Instrumentation of the beams with parabolic layout cables

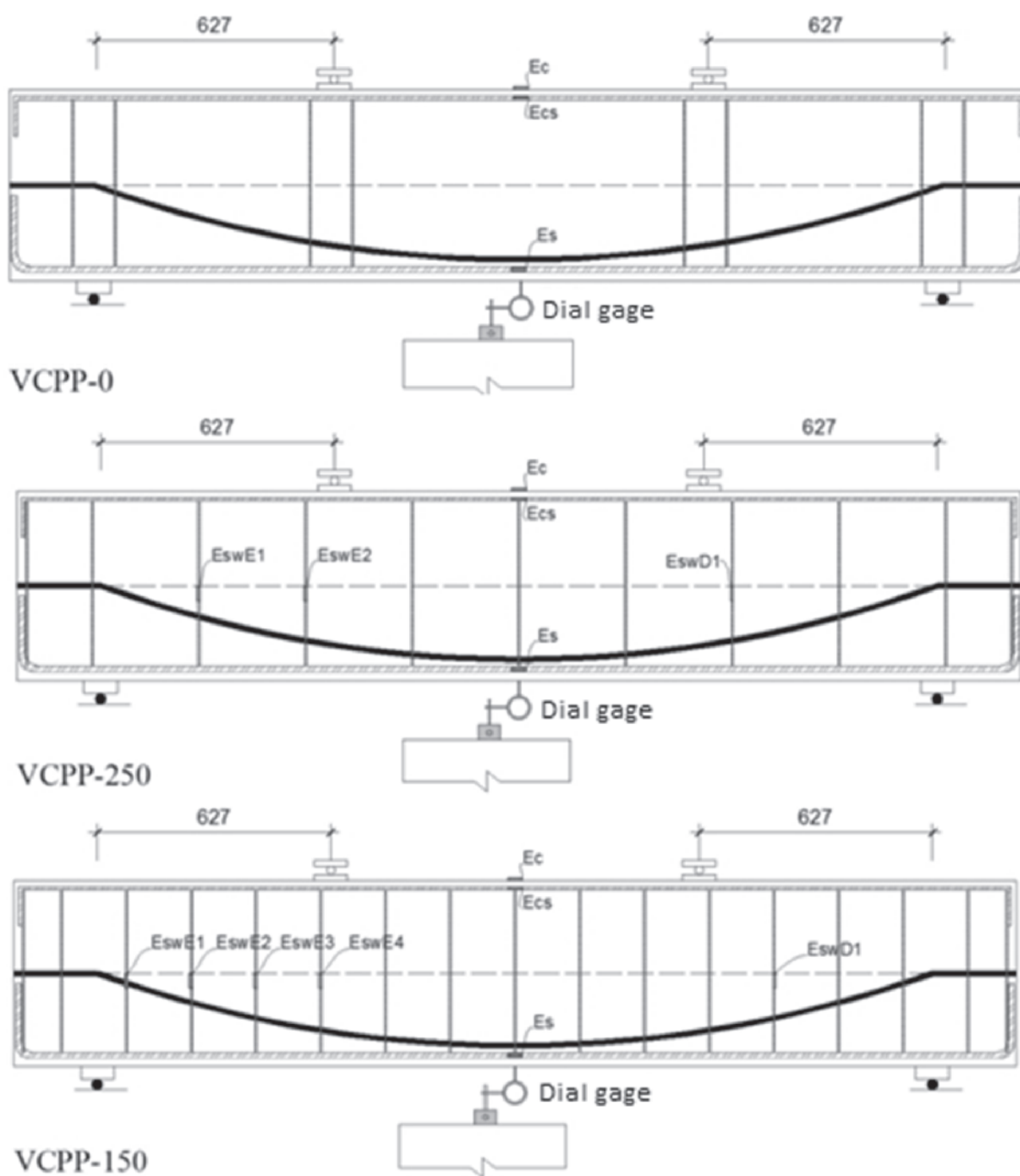
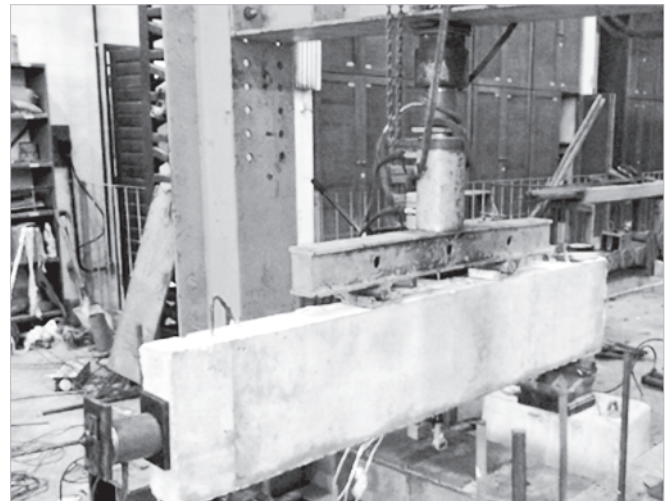
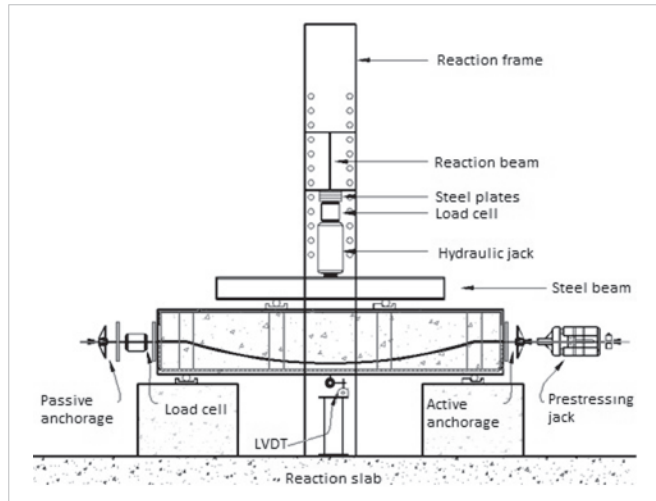


Figure 7 - Teste system



oratory of the Federal University of Para. The first step was to set up the four-point test system (Stuttgart test), positioning the beams on supports of first and second gender mounted on concrete blocks which were supported on the laboratory reaction slab. Then the data acquisition system *ALMEMO® 5690-2M*, from *Ahlborn* compatible with the *AMR WinControl* software was connected to all the gages of the beam, followed by mounting of the hydraulic jack and of the load cell in the reaction frame and in the passive anchoring of the beam.

The test starts with the cable tension. The prestressing was applied through a monocable hydraulic jack with capacity of 200 kN, increments of 10 kN until the final loading of 120 kN, after all the losses. Initially the cable was pulled up to 150 kN, anticipating losses due to the small size of the beams, for accommodation of the wedge and reinforcement slip, which ranged from 30% to 41%. After these losses, there was a need of prestressing increment. The prestressing increment consisted in pull the

cable up to 150 kN. With the cable tensioned, the anchor was loose from the steel plate leaving a gap, which was filled with small plates to prevent the return of the anchor and the consequent loss of strength in the cable. This control was visual and this procedure was considered satisfactory when the gap was no longer visible.

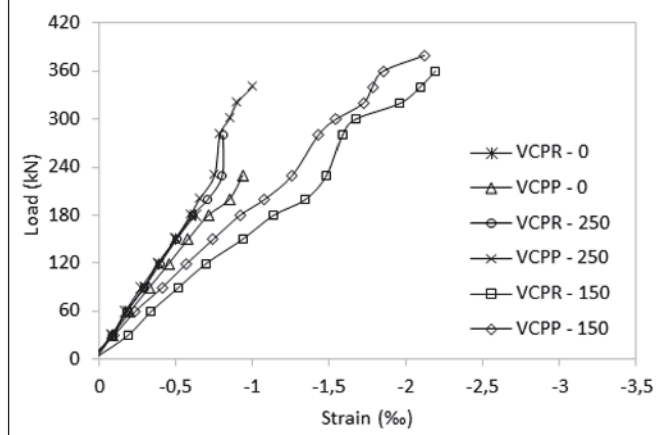
Immediately after the prestressing step, began the external loading application on the beams. The loadings on the beam were applied at two equidistant points, featuring as a four-point test applied by a hydraulic jack with capacity of 1000 kN, which reacted under the beam of the reaction frame of the laboratory. The hydraulic jack applied loading until the beam's failure through a steel beam that transferred this loading to two points on the beam. The monitoring of the applied loading was made by a standard load cell of 1000 kN and precision of 1 kN, connected to a load cell reader to indicate the magnitude of the loading. Figure 7 shows the test system.

Table 7- Prestressing forces and losses

Beam	Prestressing		Prestressing immediate loss (%)	Represtressing		Represtressing immediate loss (%)	P ₀ (kN)	P _{OF} (kN)
	P _{pi} (kN)	P _{p0} (kN)		P _{ri} (kN)	P _F (kN)			
VCPR-0	149	105	29,6	152	119	21,7	113,0	129
VCP-0	148	88	40,5	150	125	16,6	124,0	135
VCPR-250	152	102	32,9	151	121	19,9	120,5	127
VCP-250	151	91	39,7	149	115	22,8	114,0	136
VCPR-150	150	109	27,3	149	118	27,5	117,0	124
VCP-150	150	84	44,0	150	121	19,3	118,0	137

P_{pi} - Initial prestressing force without immediate loss; P_{p0} - Prestressing force after immediate loss; P_{ri} - Initial reprrestressing force without immediate loss; P_F - Represtressing force after immediate loss; P₀ - Prestressing force at the test beginning; P_{OF} - Prestressing force close to failure.

Figure 8 – Concrete's strains



4. Results and discussions

4.1 Prestressed forces and immediate losses

The parabolic cables presented the highest variations of the prestressing forces (beams VCPP-0, VCPP-250 and VCPP-150) due to the cables' deflections, with immediate average loss of 41.4%, higher than the cables with straight profile (VCPR-0, VCPR-250 and VCPR-150), which had mean immediate losses in the order of 29.9%. Losses reached this amount due to the small size of the beams, high prestressing force in the cable and the manual method of crimping wedge (wedge accommodation). The small size and high prestressing force in the cable caused the high stress on anchorages requiring a larger work of wedges, increasing its accommodation. After additional prestressing the average loss was between 23% and 19.5% for the beams with straight and parabolic cables, respectively. It was also noted that during application of the loading on the beam, there was a gradual increase in force in the prestressing cable, with the largest increases observed in beams with parabolic cable. Table 7 presents the values of the forces applied in all cables of the six beams along the prestressing process as well as the immediate loss values.

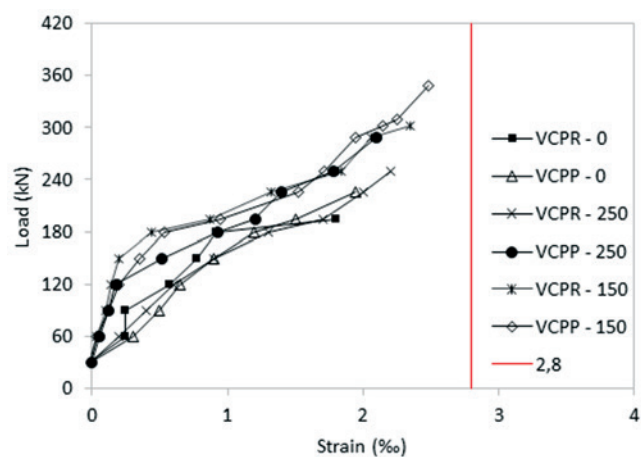
4.2 Concrete's strains

It was observed that the stresses on the concrete surfaces were reversed along the prestressing process, creating tension at the top surface, very close to the tensile strength of concrete, and compression (-7.4 MPa) at the bottom surface. The highest tensile strain measured at the top surface of the beam, were 0.044 ‰, 0.060 ‰, 0.045 ‰, 0.07 ‰, 0.038 ‰, 0.065 ‰ for the beams VCPR-0, VCPP-0, VCPR-250, VCPP-250, VCPR-150, VCPP-150, respectively. During the testing of beams, none of them exceeded the conventional limit of strain for concrete in flexure according to NBR 6118 [5], 3.5 ‰, then there was no crushing of concrete. Figure 8 shows the strains measured by the concrete's strain gage.

4.3 Flexure reinforcement's strains

There was no steel yielding in any of the six beams' passive flexure

Figure 9 – Longitudinal flexure reinforcement strains



reinforcement, despite the higher failure loads of the beams. This is due to the contribution of active reinforcement in flexure strength of the beams, since the prestressing cables are from special steel having tensile strength value of 187 kN. The highest tensile strain in the passive longitudinal reinforcement bars in the middle section of the span were 1.8 ‰, 1.94 ‰, 2.2 ‰, 2.1 ‰, 2.34 ‰, 2.48 ‰ for the beams VCPR-0, VCPP-0, VCPR-250, VCPP-250, VCPR-150, VCPP-150, respectively. Figure 9 shows the load versus deformation diagram for passive flexure reinforcement.

4.4 Shear reinforcement's strains

It is important to note that the beams VCPR-0 and VCPP-0 had transverse reinforcement only in supporting and load application points to avoid located rupture, and therefore not monitored, so only the beams VCPR-250, VCPP-250, VCPR-150 and VCPP-150 received strain gages. Figure 10 shows the load versus strain curve for transverse reinforcement. In all the beams strains were not greater than the yield strain $\epsilon_{ys} = 4.6$ ‰. The most requested stirrups were the closest to the loading, indicating that the path of stresses occurred in a lower slope flow. According to Leonhardt and Monnig [2] the longitudinal prestressing introduces in reinforced concrete elements compressive stresses that contribute to reducing tensile stresses (which are more inclined in relation to the element's axis), so that shear cracking are configured with lower inclination, with the struts reduced to values between 15° and 30°.

4.5 Vertical displacements

The vertical displacements of the prestressed beams were measured by dial gages located at the middle spans of the beams and are shown in Figure 11. The eccentricity of the prestressing forces helped to reduce these displacements. At the time of prestressing were measured vertical displacements of -0.32 mm, -0.20 mm, -0, 35 mm, -0, 43 mm, -0, 32 mm, -0, 37 mm for beams VCPR-0, VCPP-0, VCPR-250, VCPP-250, VCPR-150 and VCPP-150.

Table 8 - Ultimate loads and failure modes

Beam	A_s (mm ²)	A_{sp} (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	P_u (kN)	Failure mode
VCPR-0	942	101	-	-	194.4	Shearing
VCPP-0			-	-	225.1	
VCPR-250			250	249.9		
VCPP-250			250	288.5		
VCPR-150			150	302.2		
VCPP-150			150	348.3		

4.6 Ultimate loads and failure modes

During the tests, none of the six tested beams reach the passive longitudinal reinforcement's yield loading, as expected, failing by shearing. Table 8 presents the values of the latest experimental

loads and failure modes of the beams. It was clear the influence of the inclined cable on the shear strength of the beams. The vertical component generated by the prestressing forces in the parabolic cables provided greater resistant capacity with increases of up to 15% for the beams with stirrups spaced each 150 mm. Parabolic

Figure 10 - Beams' stirrups strains

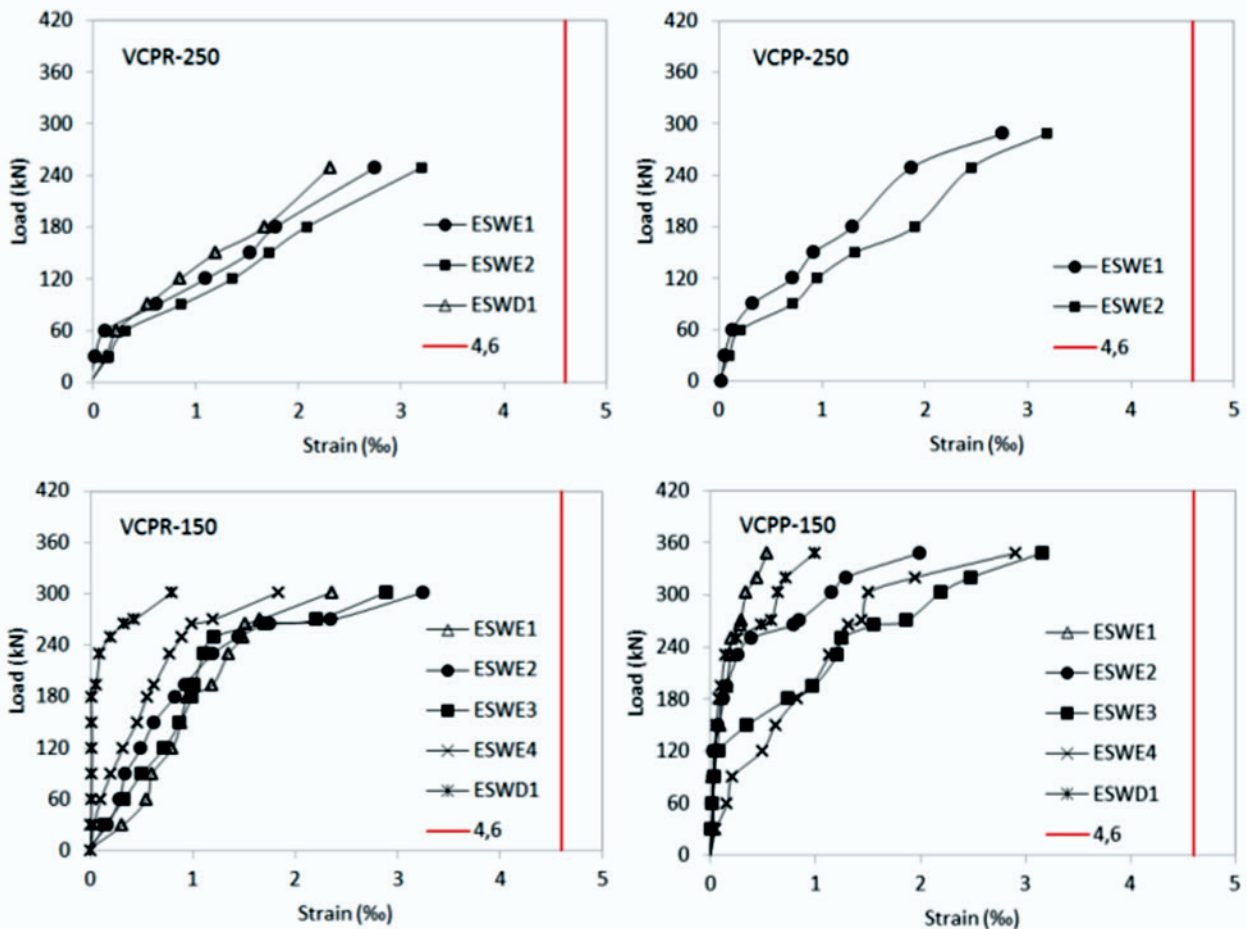


Table 9 – Theoretical and experimental results

Beam	P_{flex} (kN)	NBR 6118 (5)		ACI 318 (3)		Eurocode 2 (2)	Experimental
		MOD. I (kN)	MOD. II (kN)	ACI FS (kN)	ACI WS (kN)	EC2 (kN)	P_u (kN)
VCPR-0	341.2	177.4	177.4	179.9	269.5	181.8	194.4
VCPP-0		242.7	242.7	246.1	269.5	248.0	225.1
VCPR-250		237.3	281.1	246.4	335.9	119.7	249.9
VCPP-250		302.6	346.4	312.6	335.9	185.8	288.5
VCPR-150		277.2	350.2	290.8	380.3	199.5	302.2
VCPP-150		342.5	415.5	356.9	380.3	265.6	348.3

ACI FS - Flexure-shearing failure; ACI WS - web-shearing failure

cables showed greater strength gains at the end of the tests, 15% against 8% of straight cables. This may have contributed to combat tensile stresses generated by struts and to increase the aggregate interlock close to ultimate loadings. Figure 12 shows the final aspect of the beams.

5. Codes' prescriptions analysis

Table 9 presents the theoretical results for shear resistance according to the codes ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] and NBR 6118 [5] and the experimental results obtained from tests of the six prestressed beams, and Table 10 presents the relationship between experimental ultimate load (P_u) and predicted ultimate load (P_E). The ACI 318 method [3] is based on the average shear stress and the total depth of the cross section $b_w \cdot d$. The parcel V_c in prestressing must be the lower of V_{ci} and V_{cw} which are, respectively, failure by flexure-shearing (ACI FS) and web shear failure (ACI WS). Besides the concrete contribution is also taken into account the parcel related to shear reinforcement V_s . To the beams with straight cable (VCPR-0, VCPR-250 and VCPR-150), the estimated results for the ACI FS method showed relations P_u/P_E equal to 1.08, 1.01, 1.04, and the beams with parabolic cable (VCPP-0, VCPP-250 and VCPP-150) with relationship P_u/P_E equal to 0.91, 0.92 and 0.98, respectively. The method does not consider directly the contribution of horizontal component V_p . Prestressing is taken into account by a moment which cancels the design external moment, which depends on the prestressing cable eccentricity in relation to the neutral axis. But in the method based on the failure mode by web shearing (ACI WS), the favorable effect of the vertical component is taken into consideration in the equation. By this method the beams with straight cable presented relationship P_u/P_E equal to 0.72, 0.74 and 0.92, respectively, and beams with parabolic cable had relationship P_u/P_E equal to 0.84, 0.86 and 0.79, respectively. As the ICA recommends the lower value between V_{ci} and V_{cw} for the concrete parcel in the shear strength, in all beams the value used was V_{ci} .

The procedure of EUROCODE 2 [4] considers beams with shear reinforcement and the resistance is based on the truss model with variation of the strut angle inclination, and for beams without shear reinforcement only the concrete's contribution. For beams

with shear reinforcement the European code defines resistance as the lower of the parcels from shear reinforcement, V_{Rds} , and the maximum limit value for strut crushing, $V_{Rd,max}$, without the concrete's contribution to the resistance. For without shear reinforcement elements, prestressing is considered through the prestressing tension σ_{cp} . The relationship P_u/P_E for the beams with straight cable (VCPR-0, VCPR-250, VCPR-150) was 1.07, 2.09 and 1.51, respectively, and the beams with parabolic cable (VCPP-0, VCPP-250, VCPP-150) this relationship was 0.91, 1.55 and 1.31, respectively.

NBR 6118 [5] considers two calculation formulations based on the truss model and the failure of tensioned and compressed diagonals. Model I considers the strut inclination of 45° and inclination of the stirrups between 45° and 90° . The Model II considers the strut inclination ranging between 30° and 45° and the same variation of the stirrups inclination of Model I. The favorable effect of prestressing is taken into consideration in the relationship between the bending moment annulling the normal compressive stresses in cross section surface (M_0), and the design bending moment, maximum in the section in question, which can be taken as the

Figure 11 – Beams' vertical displacements

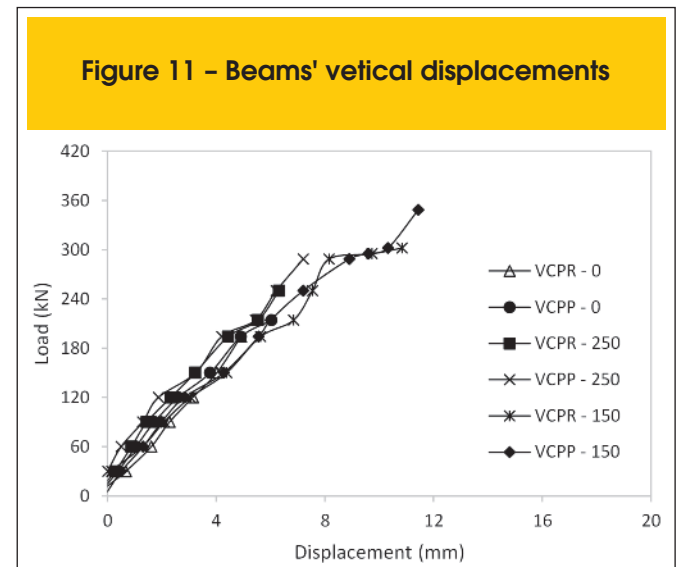


Figure 12 - Beams' final aspect

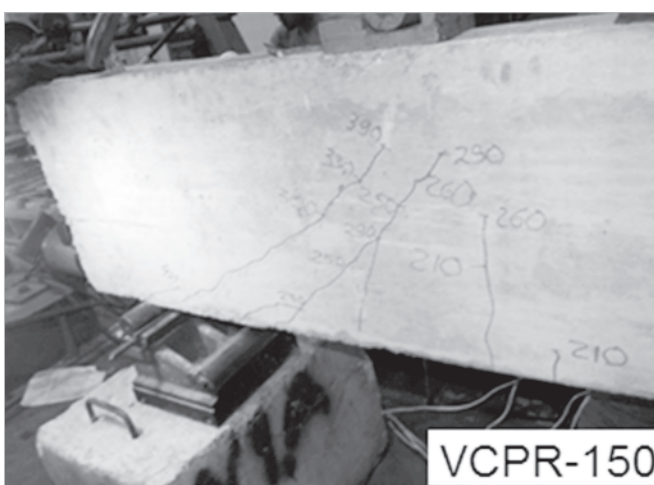
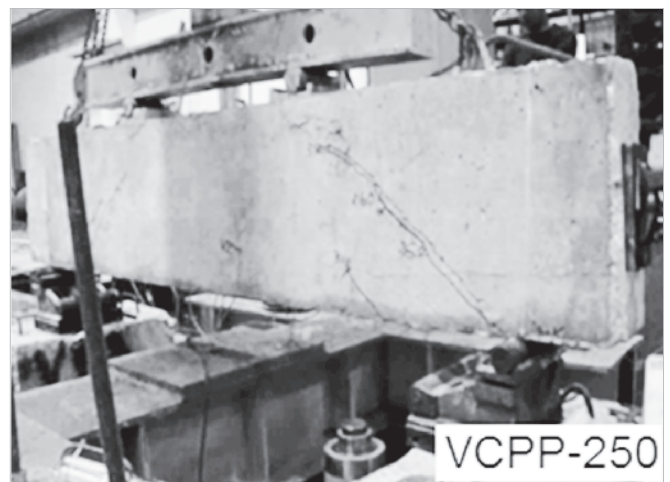
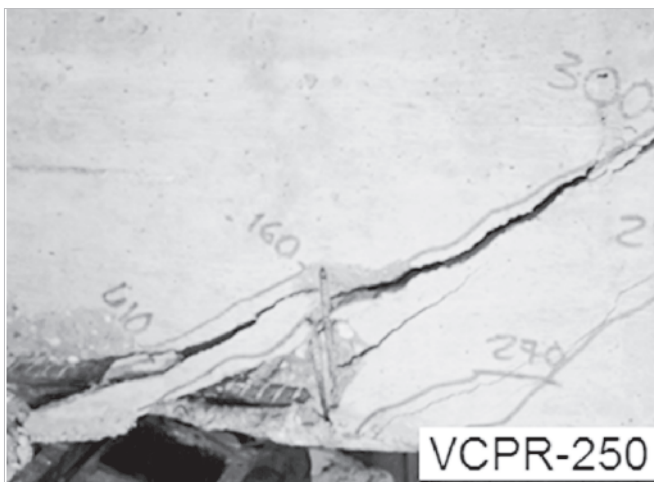
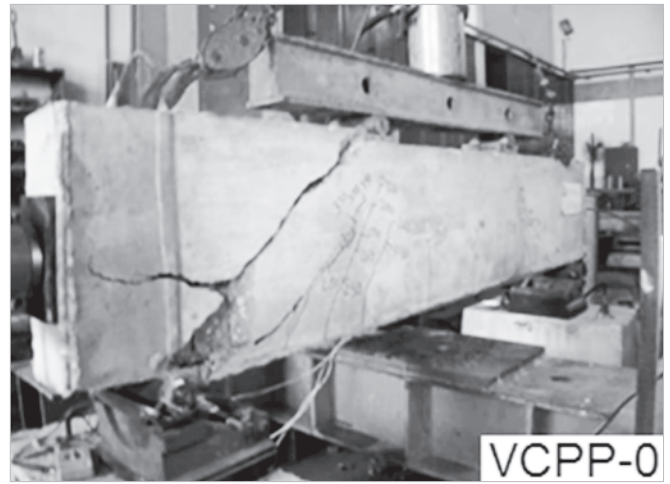
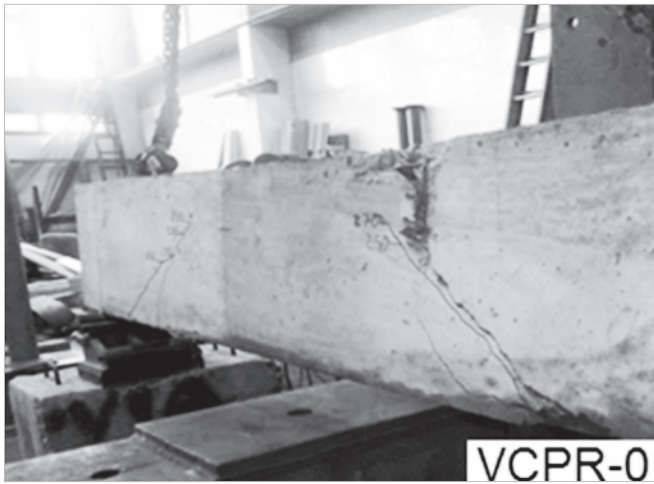


Table 10 – Variation of P_u/P_E relationship

Beam	NBR 6118 (2014)		ACI 318		Eurocode 2
	P_u/P_E MOD. I	P_u/P_E MOD. II	P_u/P_E ACI FS	P_u/P_E ACI WS	P_u/P_E EC2
VCPR-0	1.10	1.10	1.08	0.72	1.07
VCPP-0	0.93	0.93	0.91	0.84	0.91
VCPR-250	1.05	0.89	1.01	0.74	2.09
VCPP-250	0.95	0.83	0.92	0.86	1.55
VCPR-150	1.09	0.86	1.04	0.79	1.51
VCPP-150	1.02	0.84	0.98	0.92	1.31

greatest value of the considered length. The relationships P_u/P_E for Model I and for the beams with straight cables (VCPR-0, VCPR-250, VCPR-150) were 1.10, 1.05 and 1.09, respectively, and for the beams with parabolic cables (VCPP-0, VCPP-250, VCPP-150) the values were 0.93, 0.95 and 1.02, respectively. For Model II and beams with straight cables, the relationships P_u/P_E were 1.10, 0.89 and 0.86, and for the beams with parabolic cables were 0.93, 0.83 and 0.84, respectively.

The trend against the safety of NBR 6118 and ACI codes estimates, i.e. using the Model II of NBR 6118 and the equation of ACI considering the predominance of shear in the web (ACI WS), may be associated with the theoretical imprecision and/or experimental on account of the strut inclination (30°) and the vertical component of prestressing, respectively. However, these guidelines recommend that the lowest values are adopted, with the result that their estimates were accurate, i.e. Model I of NBR 6118 and considerations ACI (ACI FS) for flexural-shear ACI (ACI FS).

6. Conclusions

Several aspects of the prestressed system development were discussed in this paper, as the contribution of the prestressing cable's layout on the shear strength of beams, the influence of prestressing in reducing vertical displacements and cracks, transverse and longitudinal reinforcement's strains, concrete strains, beyond comparisons of experimental results with the results estimated by the standards ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] and NBR 6118 [5]. For the presented experimental results it can be concluded that the parabolic layout of the cable raised up to 16% the shear strength of beams, with or without stirrups. Already the codes' estimates differed among themselves with some results against safety, but still close and consistent with the experimental results obtained in this study, except the results of EUROCODE 2 to the beams with stirrups where estimates were too conservatives. It emphasizes the need for more experiments and detailed analyzes (computing, database, etc.) to enable a better understanding of the problem and a more fair assessment of the codes' estimates.

7. Acknowledges

The authors thank CNPq, IPEAM and CAPES for financial support at all stages of this research.

8. References

- [1] NAAMAN, A. E. Prestressed Concrete. Analysis and Design: Fundamentals. 2^o Edition, 2004.
- [2] LEONHARDT, F., MONNIG, E. Concrete constructions, basic principles on reinforcement concrete reinforcements. São Paulo – SP. Interciência Ltda., Vol. 3, 1977, 2007.
- [3] ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [4] Eurocode 2, Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004.
- [5] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 6118 – Design of reinforced concrete structures. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] LASKAR, A, HSU T.T.C, MO. Y. L. Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations. ACI Structural Journal, May-June, 2010.
- [7] MACGREGOR, J. G., Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement. PhD thesis, University of Illinois, July, 1960.
- [8] ACI-ASCE Committee 426 (1973). The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N^o ST6, June, 1973, pp. 1091-1187.
- [9] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 5738 – Molding and cure of concrete proofs. Rio de Janeiro, 1994.
- [10] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 7222 – Concrete and mortar – Tensile strength determination through diametric compression of cylindrical concrete proofs. Rio de Janeiro, 1994.
- [11] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 8522 – Concrete – Determination of the elastic modulus and stress-strain curve. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] BRASILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL STANDARDS. NBR 7480 – Steel bars for reinforced concrete. Rio de Janeiro, 1996.

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams

Influência do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido



O. A. SOUZA JUNIOR^a
orivaldo.souza@ifap.edu.br

D. R. C. OLIVEIRA^b
denio@ufpa.br

Abstract

Little information on experimental investigations regarding the influence of the prestressing forces in the shear resistance of prestressed beams is found in the technical literature. Thus, it was experimentally evaluated the shear resistance of six post-tensioned prestressed concrete beams with cross section of (150 x 450) mm², total length of 2400 mm and concrete's compressive resistance of 30 MPa, with the variables of this work being the layout of the prestressing cable, straight or parabolic, and the stirrups geometric rate. Verticals displacement, steel and concrete's strains and a comparison of the experimental loads with the estimates of ACI 318, EUROCODE 2 and NBR 6118: 2014 codes are presented and discussed. The results showed that the cable's parabolic layout increased the beams' shear resistance in up to 16% when compared to beams with straight cables.

Keywords: prestressed concrete, shearing, beam.

Resumo

Poucas informações relativas às investigações experimentais sobre a colaboração da protensão na capacidade resistente ao esforço cortante dos elementos estruturais protendidos, são encontradas na literatura técnica. Assim, foi avaliado experimentalmente o desempenho ao cisalhamento de seis vigas de concreto protendido com cordoalhas engraxadas, seção transversal de (150 x 450) mm², comprimento de 2400 mm e resistência à compressão do concreto de 30 MPa, sendo que as variáveis do trabalho foram o traçado do cabo de protensão, reto ou parabólico, e a taxa de armadura transversal. São apresentados os resultados para os deslocamentos verticais, deformação do aço e do concreto e as cargas últimas experimentais comparadas com as estimadas das normas ACI 318, EUROCODE 2 e NBR 6118: 2014. Os resultados mostraram que as vigas com traçado inclinado apresentaram aumento na resistência ao cisalhamento em até 16 % quando comparadas às vigas com cabos retos.

Palavras-chave: concreto protendido, cisalhamento, viga.

^a Instituto Federal do Amapá, Macapá, AP, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

No dimensionamento das estruturas de concreto armado, a tração por flexão gerada pelo carregamento é combatida exclusivamente pelo aço, retardando a fissuração do concreto. A armadura, chamada de armadura passiva, destina-se a receber os esforços de tração não absorvidos pelo concreto, trabalhando somente quando solicitada. Nas estruturas de concreto protendido a força aplicada nos cabos é transmitida ao concreto, combatendo as tensões de tração por flexão e auxiliando as armaduras passivas. A armadura de protensão, chamada de armadura ativa, é colocada na peça não somente para comprimir e gerar as tensões de compressão necessárias para que o concreto possa absorver as tensões de tração gerada pelo carregamento, mas também para resistir aos carregamentos externos atuantes, oferecendo muitas vantagens, como a redução do esforço cortante solicitante pela ação da componente vertical gerada pela protensão, no caso de cabos inclinados, o aumento das tensões de compressão e redução das tensões de tração, redução de flechas e da fissuração, com a estrutura permanecendo praticamente no Estádio I ao longo de sua vida útil.

Segundo Naaman [1], a protensão longitudinal introduz nas peças de concreto protendido com cabos inclinados uma componente

vertical que depende da força total do cabo e que reduz o esforço cortante solicitante. A Figura 1 mostra uma viga de concreto protendido com uma seção dx e as componentes geradas pela protensão. A protensão também induz tensões de compressão que contribuem para a redução das tensões principais de tração de modo que as fissuras de cisalhamento apresentam menor inclinação. De acordo com Leonhardt Monnig [2] a inclinação das bielas varia de 15° a 30° . Contudo, em trechos com cargas concentradas ou sobre apoios intermediários de vigas contínuas, por exemplo, surgem fissuras de cisalhamento que, inevitavelmente, atingem 45° .

Este artigo objetiva avaliar a contribuição da protensão na redução do esforço cortante solicitante em seis vigas, através da componente vertical gerada com a inclinação do cabo de protensão, sendo três com traçado do cabo reto e três com traçado do cabo parabólico, e para cada traçado de cabo foram utilizadas três taxas de armaduras transversais (estribos verticais), sendo os resultados experimentais para as cargas últimas comparados às estimativas das normas ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] e NBR 6118 [5].

2. Revisão bibliográfica

Algumas pesquisas buscaram entender os parâmetros que

Figura 1 - Componentes geradas pela protensão (Naaman (1))

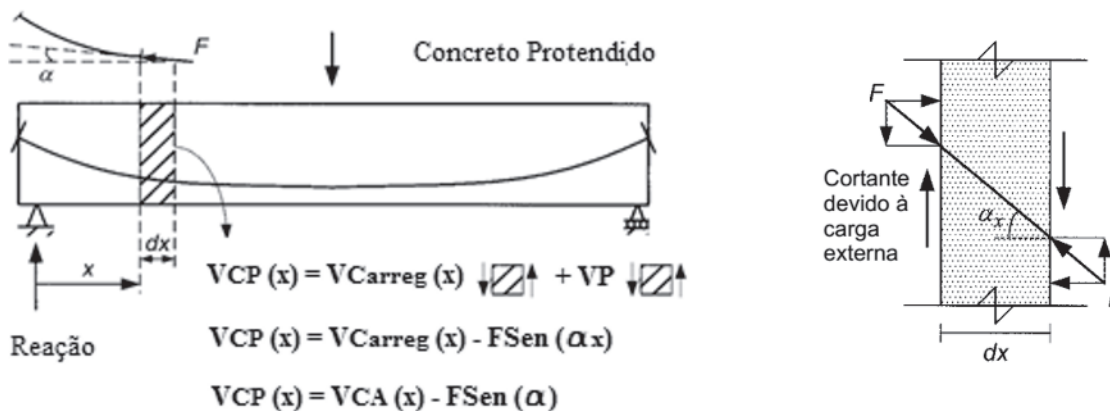


Tabela 1 - Variáveis e modos de ruptura das vigas de LASKAR e HSU (6)

Vigas	I (mm)	D (mm)	b_f (mm)	b_w (mm)	f'_c (MPa)	a/d	Traç.	ρ_w (%)	s (mm)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	Modo ruptura
B1	7620	568	150	50	72,4	1,61	R	0,17	250	840,2	892	Cisalh. alma
B2					74,5	1,61	R	0,95	178	1040,8	1106	
B3					64,6	1,61	P.	0,95	178	1014	1077	Flexo-cisalh.
B4					71,0	4,29	R	0,17	250	430	470	
B5					64,5	4,29	P	0,17	250	450	490	

R - traçado do cabo reto; P - traçado do cabo parabólico

influenciam na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido. Laskar e Hsu [6], estudaram o comportamento ao cisalhamento de cinco vigas de concreto protendido, com 7620 mm de comprimento, f'_c médio de 70,5 MPa, seção transversal e altura útil de 568 mm, tendo como variáveis a taxa de armadura transversal, o traçado do cabo de protensão e a relação vão altura útil (a/d). As vigas B1, B2 e B4 apresentaram traçado reto e foram projetadas para o modo de ruptura por cisalhamento, com relação a/d (1,61), e as vigas B3 e B5, com traçado parabólico, também com ruptura por cisalhamento, apresentaram relação a/d (4,29). A taxa de armadura transversal das vigas variou de $\rho_w = 0,17\%$ para as vigas B1, B4 e B5 e de $\rho_w = 0,95\%$ para as vigas B2 e B3. A Tabela 1 apresenta os parâmetros de ensaio, além das cargas últimas experimentais e os modos de ruptura.

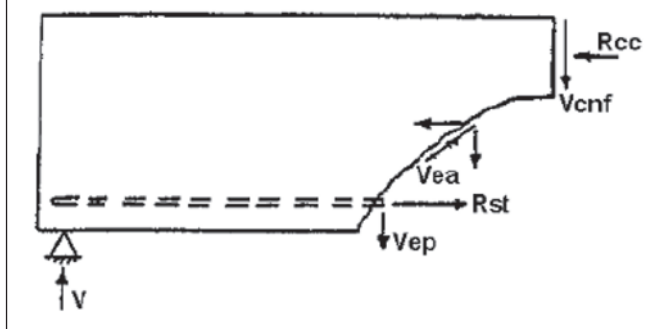
Observou-se que as tensões de fissuração foram maiores para as B1 e B2, com traçado do cabo reto, quando comparadas com as vigas com traçado parabólico, B3 e B5, devido a componente horizontal dos cabos. As vigas com traçado parabólico se mostraram mais eficientes em relação as vigas com traçado reto no combate ao esforço cortante reduzindo em torno de 10% o cortante solicitante das vigas em relação as vigas com traçado reto. Os resultados experimentais mostraram também que as vigas apresentaram dois modos de ruptura, segundo a norma norte americana ACI 318/2011:

Flexo-Cisalhamento (*Flexure Shear*) e Cisalhamento na Alma (*Web Shear*). As vigas que romperam em cisalhamento na alma apresentaram ruptura frágil, enquanto que as vigas que romperam em flexo-cisalhamento apresentaram ruptura dúctil. As vigas com relação a/d de 4,29 apresentaram ruptura dúctil quando comparadas às vigas com a/d de 1,61, mostrando a forte influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento de vigas protendidas. As vigas B1 e B2, que apresentaram como variáveis apenas a taxa de armadura transversal, apresentaram ruptura frágil devido à baixa relação a/d , sendo que a resistência da viga B1 foi 30% maior que da viga B2. MacGREGOR [7] avaliou a influência do traçado do cabo de protensão na resistência ao cisalhamento de vinte e duas vigas de concreto protendido, com ângulo de inclinação medido do centro geométrico da armadura de protensão, na seção central, até o eixo longitudinal da viga, variando de zero a dez graus. A Tabela 2 apresenta as características das vigas ensaiadas por MacGREGOR [7]. O comportamento das vigas após a formação da fissura inicial (estado de descompressão), foi alterado de acordo com a inclinação dos cabos. Para vigas com maiores inclinações dos cabos ocorreu um ganho médio de resistência de 25%, da formação da primeira fissura até a ruptura, quando comparada com as demais vigas de menores inclinações. Para as vigas com menores inclinações não houve aumento significativo de carga, da formação da primeira

Tabela 2 - Características das vigas de MacGREGOR (7)

Vigas	f'_c (MPa)	b_t (mm)	b_w (mm)	d (mm)	σ_p (MPa)	Φ (Grau)	N° cabos
AD.14.37	22.5		152		742	6.45	11
B.14.34	18.2				805	0.00	12
B.14.41	20.0				805	0.00	12
BD.14.18	43.0				861	2.70	13
BD.14.19	43.0				784	5.00	12
BD.14.23	26.6				693	10.00	11
BD.14.26	24.0				812	10.00	11
BD.14.27	24.0				777	2.22	11
BD.14.28	23.0				826	1.53	11
BD.24.32	18.6		80		770	1.88	11
BD.14.34	18.0	152		254	770	6.28	11
BD.14.35	20.0				770	2.38	11
BD.14.42	26.0				567	6.45	11
BV.14.30	28.0				861	3.25	11
BV.14.32	26.0				784	3.25	12
BV.14.34	25.0				868	2.70	12
BV.14.35	23.5				805	5.36	12
BV.14.42	20.0				840	6.80	13
CD.13.23	26.5				840	0.00	12
CD.13.24	25.0				784	3.40	12
CD.13.25	24.0		45		826	2.85	12
CD.14.34	17.5				735	1.88	11

Figura 2 – Forças atuantes em uma fissura inclinada (ACI-ASCE Committee 426 (8))



fissura até a ruptura. Isso ocorreu devido à componente horizontal, para os cabos com menores inclinações, ser maior que para os cabos com maiores inclinações, levando ao aumento das tensões que causam as fissuras nas vigas com cabos de menores inclinações.

2.1 Comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto protendido

A capacidade resistente ao cisalhamento de uma viga de concreto protendido pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares descritos a diante, e outra resistida pela armadura transversal. Uma viga, mesmo sem armadura transversal apresenta capacidade de resistir a uma determinada força cortante. A Figura 2 mostra as várias componentes dos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, exceto a componente relativa ao efeito de arco, segundo o ACI-ASCE Committee 426 [8].

Para estruturas de concreto armado submetidas a forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos esquemas capazes de transmitir esforços entre as seções como o efeito do concreto não fissurado (*cantilever action*), sendo que 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); o en-

grenamento dos agregados (*aggregate interlock*), que ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura, e a contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies; o efeito de encavilhamento da armadura (*dowelaction-effect*), onde a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra, sendo que a força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura; e o efeito de arco (*archingaction*), que é um mecanismo que ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos e confere à viga um acréscimo em sua capacidade resistente. Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade deste efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga, onde a é a distância do ponto de aplicação do carregamento ao apoio mais próximo e d é a distância da fibra mais comprimida da seção da viga ao centro de gravidade da armadura longitudinal de tração. Vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras impedem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga.

2.2 ACI 318

Segundo o ACI 318 [3], a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto protendido é baseada no modelo de analogia de treliça modificada, onde V_n é resistência nominal ao cisalhamento, obedecendo a condição de ser maior que o esforço cortante de cálculo na seção considerada V_u , sendo apresentada nas equações 1 e 2.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (1)$$

$$V_n = \phi n V_c + \phi n V_s \quad (2)$$

Onde:

ϕ : fator de redução: 0,75;

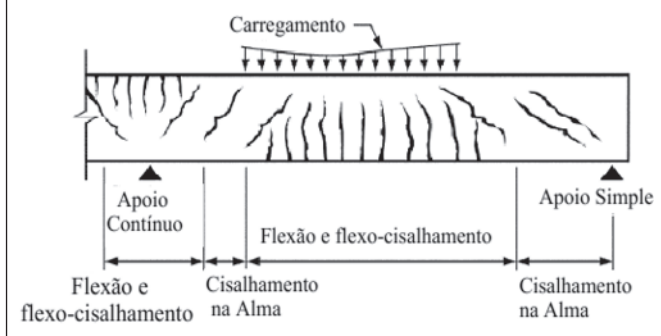
V_c : parcela proveniente do concreto;

V_s : parcela proveniente da armadura transversal.

O cálculo da parcela V_c é baseado no padrão de fissuração mostrado na Figura 3, onde o esforço V_{ci} é responsável pelo surgimento de fissuras de flexão e o esforço V_{cw} pelo surgimento das fissuras de cisalhamento na alma, sendo calculados segundo as equações 3 e 4. O valor da parcela V_c será o menor entre os dois.

$$V_{ci} = \left(0.05n\lambda n\sqrt{f_c}nb_wnd_p + V_d + \frac{V_i n M_{cre}}{M_{max}} \right) > \left(0.14n\sqrt{f_c}nb_wnd \right) \quad (3)$$

Figura 3 – Padrão de fissuração para vigas de concreto armado (ACI 318(3))



$$V_{cw} = (0.29n\lambda n\sqrt{f_c} + 0.3nf_{pc})nb_wnd + V_p \quad (4)$$

Onde:

λ : fator de modificação das propriedades mecânicas do concreto, igual a 1;

f_c : resistência à compressão do concreto;

b_w : largura do elemento;

d_p : distância da fibra extrema mais comprimida ao centro de gravidade da armadura de protensão, mas não menor que $0,8 \cdot h$;

V_d : cortante na seção considerada devido ao peso próprio;

V_i : cortante na seção considerada devido ao carregamento externo ocorrendo simultaneamente com M_{max} ;

M_{max} : momento máximo na seção devido ao carregamento;

M_{cr} : momento que gera fissuras de flexão na seção devido ao carregamento;

f_{pc} : tensão de compressão do concreto, no centroide da seção transversal, que resiste ao carregamento externo;

V_p : componente vertical da força de protensão.

2.3 EUROCODE 2

O EUROCODE 2 [4] especifica dois métodos de cálculo para a resistência ao cisalhamento como função da presença ou não de armadura transversal. Para elementos sem armadura de cisalhamento (Equação 5) a resistência é expressa em termos de V_c . Para elementos com armadura de cisalhamento, a resistência é o maior valor entre V_{Rds} e $V_{Rd,max}$, apresentados nas Equações 6 e 7.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k k_n (100 n p_l n f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 n \sigma_{cp} \right] n b_w n d \quad (5)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} n z n f_{ywd} n c o t \theta \quad (6)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} n b_w n z n v n f_{cd}}{c o t \theta + t g \theta} \quad (7)$$

Onde:

$V_{Rd,c}$: resistência ao cisalhamento de cálculo de elementos sem armadura de cisalhamento;

$V_{Rd,s}$: parcela proveniente da armadura transversal;

$V_{Rd,max}$: valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida;

$C_{Rd,c}$: fator com valor recomendado de $(0,18/\gamma_c)$, com d em mm;

p_l : taxa de armadura longitudinal;

k_1 : fator com valor recomendado de 0,15;

σ_{cp} : tensão de compressão do concreto devido à protensão, em MPa;

d : altura útil da seção transversal, sendo do centro de gravidade da armadura de protensão até a fibra mais comprimida, em mm;

A_{sw} : é a área da seção transversal da armadura de cisalhamento;

s : espaçamento dos estribos;

z : braço de alavanca, $0,9 d$, com d em mm;

f_{ywd} : tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento;

v : 0,5 para MPa e 0,6 para MPa, desde que a tensão na armadura de cisalhamento seja menor ou igual a 80% da tensão de escoamento característica.

2.4 NBR 6118

A NBR 6118 [5] apresenta dois modelos de cálculo baseados na analogia em modelo de treliça, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por um a componente adicional V_c . O modelo I, considera a verificação da diagonal comprimida V_{Rd2} (Equação 8) e da diagonal tracionada V_{Rd3} (Equação 9). A inclinação da biela é de $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$$V_{Rd2} = 0.27 n \alpha_v n f_{cd} n b_w n d \quad (8)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (9)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$;

$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sen \alpha + \cos \alpha)$;

$V_c = 0$ nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} (1 + M_o/M_{sd,max}) \leq 2 V_{c0}$ na flexo-compressão;

$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

O modelo II, também considera a verificação da diagonal comprimida V_{Rd2} (Equação 10) e da diagonal tracionada V_{Rd3} (Equação 11). Neste caso, a inclinação da biela varia entre 30° e 45° .

$$V_{Rd2} = 0,54 n \alpha_v n f_{cd} n b_w n d n \sin^2 \theta (c o t \alpha + c o t \theta) \quad (10)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

Tabela 3 – Características das vigas

Viga	d (mm)	e _p (mm)	A _s (mm ²)	A _p (mm ²)	c _s (mm)	c _p (mm)	f _{ck} (MPa)	E _s (GPa)	E _p (GPa)	θ (Grau)	Tr
VCPR-0	361	180	942	101	20	45	30	210	195	0	R
VCPP-0										16	P
VCPR-250										0	R
VCPP-250										16	P
VCPR-150										0	R
VCPP-150										16	P

d_p – altura útil da viga; e_p – excentricidade do cabo de protensão no meio do vão; c_s – cobrimento do cabo de protensão no meio do vão; R – traçado do cabo reto; P – traçado do cabo parabólico; θ – inclinação do cabo de protensão

Tabela 4– Propriedades mecânicas do concreto

Propriedade mecânica	Experimental			Teórico (NBR 6118(5))		
	f _{c, exp} (MPa)	f _{ct, exp} (MPa)	E _{sec, exp} (GPa)	f _{c, teor} (MPa)	f _{ct, teor} (MPa)	E _{sec, teor} (GPa)
Resistência à compressão	31,0	-	-	-	-	-
Resistência à tração	-	3,01	-	30,0	2,0	26,1
Módulo de elasticidade	-	-	25,0	-	-	-

Onde:.

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \text{sen}\alpha$$

V_c = 0 nos elementos estruturais traçados quando a linha neutra se situa fora da seção;

V_c = V_{c1}, na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

V_c = V_{c1} (1 + M_o/M_{Sd,max}) < 2 · V_{c1}, na flexo-compressão, com:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0}$$

V_{c1} = 0 quando V_{Sd} = V_{Rd2}, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

3. Programa experimental

3.1 Característica das vigas

Foram ensaiadas seis vigas de concreto protendido utilizando o sistema com cordoalha engraxada, com dois traçados para os cabos de protensão, reto e parabólico, e variações na taxa de armadura de cisalhamento (estribos verticais). As vigas apresentaram seção transversal de (150 x 450) mm², comprimento de 2400 mm e vão ensaiado de 2000 mm, armaduras longitudinais e propriedades mecânicas do concreto iguais (mesma betonada). Das seis vigas, três apresentaram cabos com traçado reto e três com traçado parabólico, sendo que uma viga de cada grupo apresentou armadura transversal apenas nos apoios e pontos de aplicação de carga, e as demais apresentaram estribos de 5,0 mm de diâmetro a cada 250 mm e 150 mm. As posições dos cabos de traçado reto foram iguais, assim como as dos cabos parabólicos e suas

inclinações, viabilizando comparações entre vigas com mesma taxa de armadura de cisalhamento e traçado dos cabos. Assim, a influência do traçado dos cabos na resistência ao cisalhamento foi verificada comparando-se os resultados experimentais das vigas VCPR-0 e VCPP-0, VCPR-250 e VCPP-250, VCPR-150 e VCPP-150. Assumindo que quanto maior a força aplicada no cabo maior será esse acréscimo, o cabo foi carregado até seu limite admissível de tração para evidenciar sua influência. A Tabela 3 e a Figura 4 apresentam as características e detalhes das vigas.

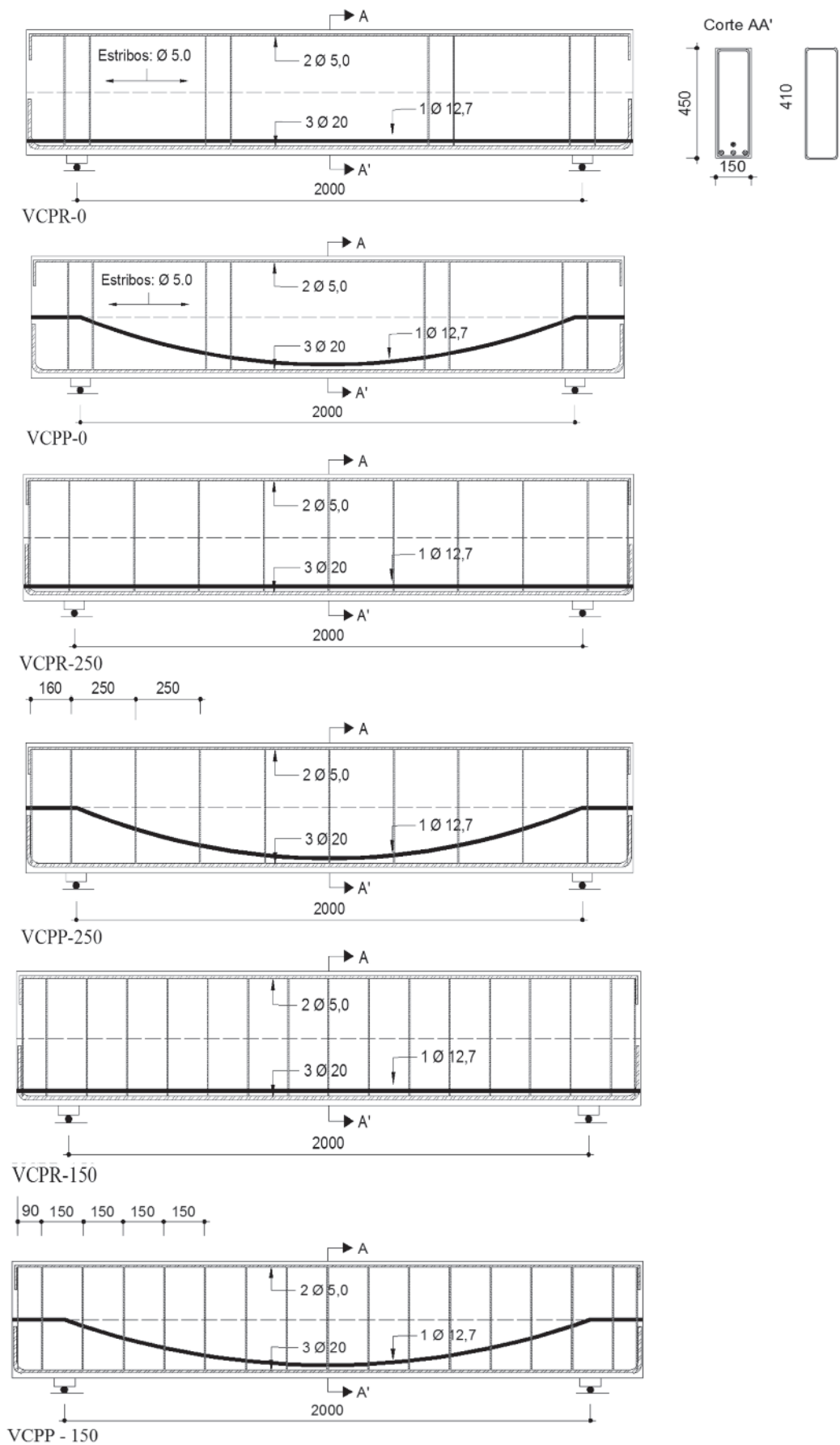
3.2 Propriedades do concreto

As resistências à compressão, à tração e módulo de elasticidade do concreto foram obtidas experimentalmente através do rompimento de corpos-de-prova cilíndricos moldados segundo a NBR 5738 [9], simultaneamente à concretagem das vigas, sendo retirados três corpos-de-prova cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de

Tabela 5 – Propriedades dos aços de diâmetro 5,0 mm e 20,0 mm

φ (mm)	f _{ys} (MPa)	f _u (MPa)	ε _{ys} (‰)	E _s (GPa)
5,0	597,0	602	4,6	229,6
20,0	580,0	623	2,8	207,1

Figura 4 - Detalhes das vigas



comprimento para a realização de cada um dos os ensaios previstos, totalizando nove corpos-de-prova. A determinação da resistência à compressão seguiu o estabelecido pela NBR 5738 [9] e a determinação da resistência à tração por compressão diametral seguiu o estabelecido pela NBR 7222 [10], e o módulo de elasticidade secante foi estabelecido de acordo com a NBR 8522 [11]. A Tabela 4 apresenta os resultados das propriedades mecânicas do concreto.

3.3 Propriedades das armaduras

Os valores médios das tensões de escoamento e de ruptura, da deformação de escoamento e do módulo de elasticidade das seis amostras de barras de aço com diâmetro 20,0 mm e 5,0 mm das armaduras de flexão e transversal, respectivamente, são apresentados na Tabela 5. Adicionalmente, todas as amostras atenderam aos critérios de ductilidade da NBR 7480 [12], que admite que a tensão de ruptura f_u do aço utilizado seja, no mínimo, igual a $1,10 f_{ys}$. Os dados das propriedades mecânicas das monocordoalhas engraxadas foram obtidos do catálogo da fabricante

Tabela 6- Propriedades mecânicas da monocordoalha engraxada

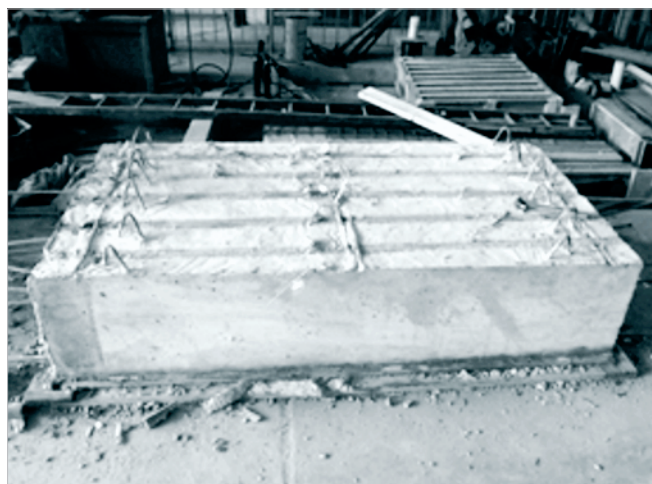
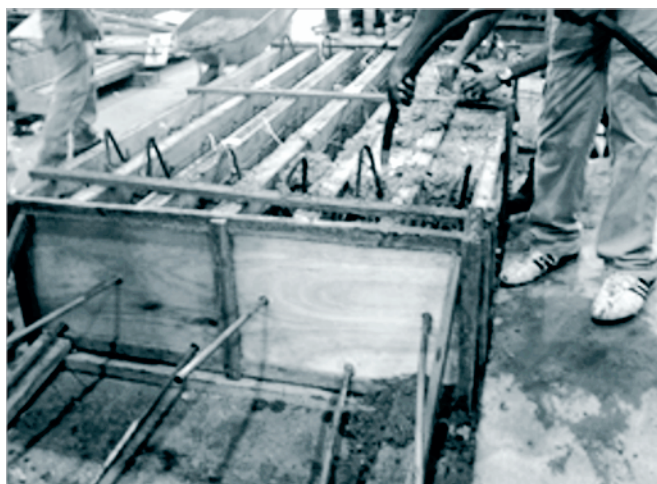
Diâmetro nominal (mm)	12,7
Área da seção transversal (mm ²)	101,0
Módulo de elasticidade (kN/mm ²)	203,0
Limite de resistência à tração (kN)	187,0
Força máxima de protensão (kN)	150,0
Força na ancoragem (kN)	131,0

CIA Siderúrgica Belgo Mineira e são apresentados na Tabela 6.

3.4 Execução das vigas

Após a confecção das fôrmas de madeira e aplicação de

Figura 5 – Processo executivo das vigas



desmoldante, as armaduras passivas e ativas receberam espaçadores e foram posicionadas cuidadosamente visando a padronização dos cobrimentos das armaduras e, conseqüentemente, das alturas úteis das vigas. Tanto para as vigas com cabo reto quanto para as vigas com cabo parabólico foi adotado um cobrimento de

50 mm do ponto central do cabo ao fundo das vigas. As vigas e os corpos-de-prova foram então concretados simultaneamente utilizando-se o mesmo concreto, da mesma betonada, sendo lançado e adensado com vibradores de imersão com diâmetro da agulha de 32 mm para as vigas e 25 mm para os corpos-de-prova

Figura 6 - Instrumentação das vigas com traçado parabólico

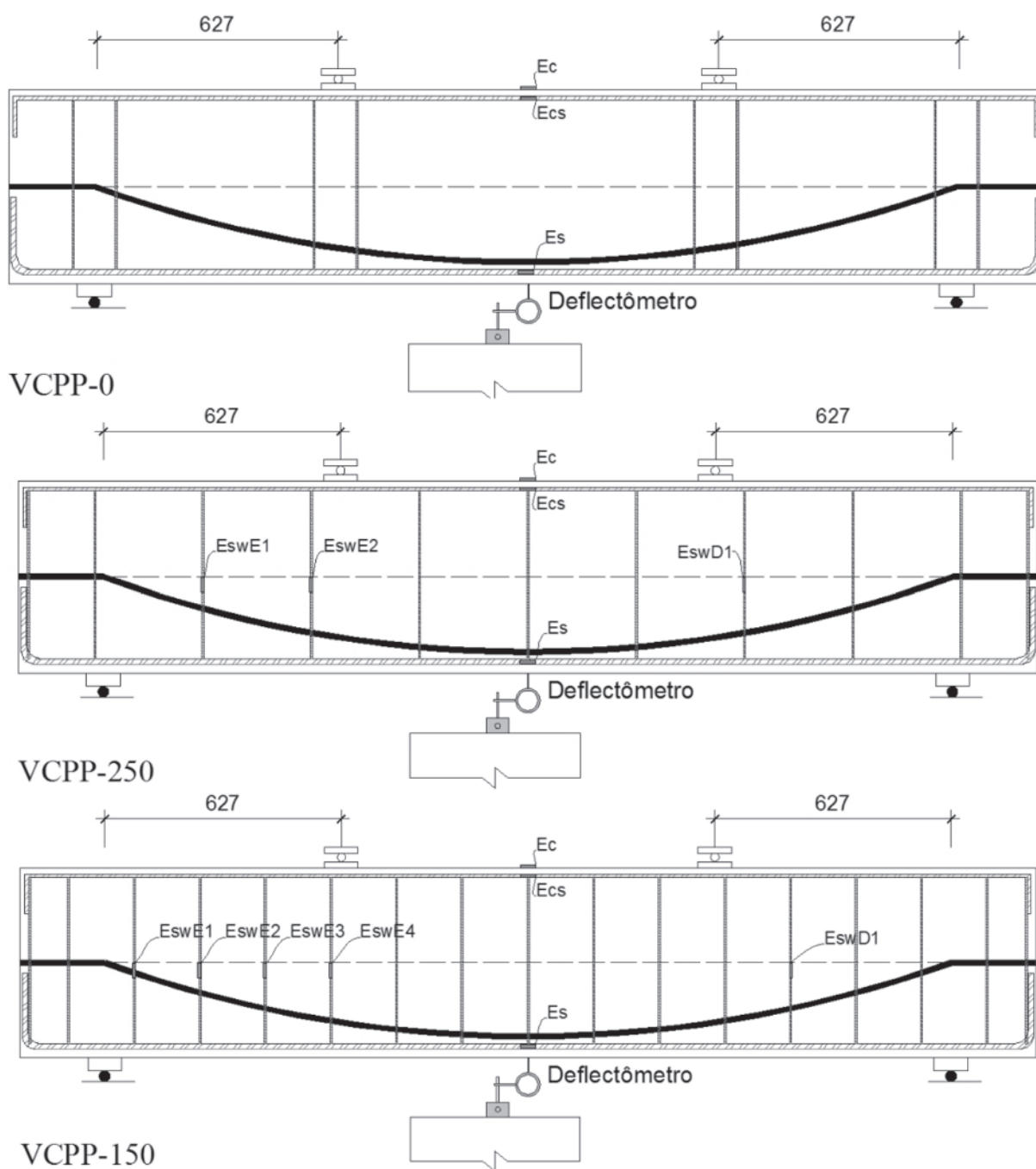
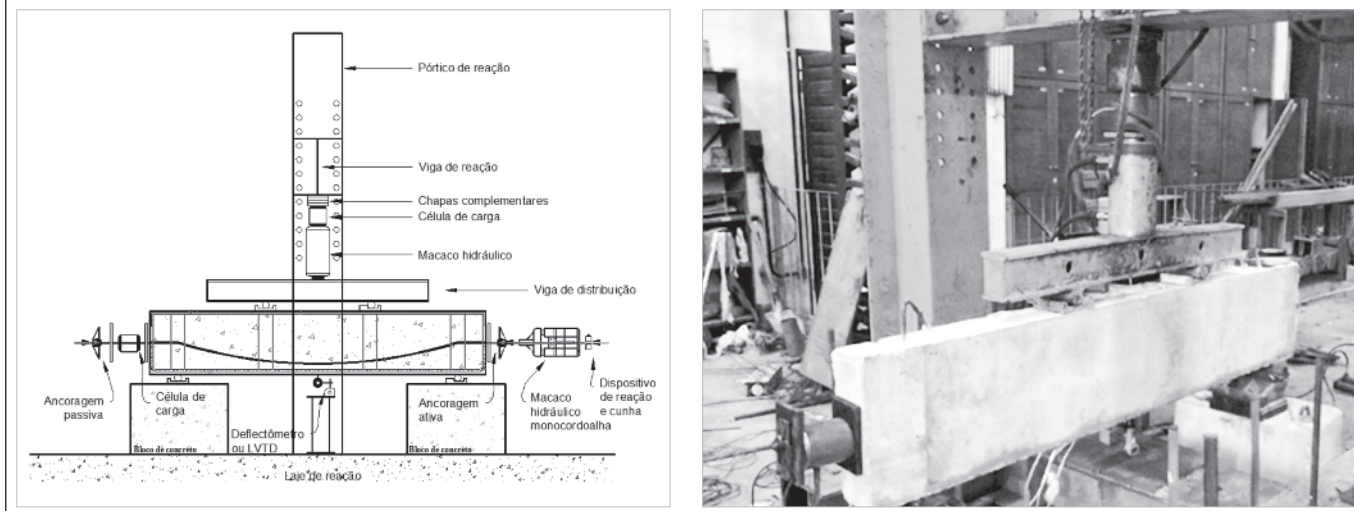


Figura 7 – Sistema de ensaio



e, após 4 horas, iniciou-se o processo de cura com sacos de anagem umedecidos, tanto das vigas quanto dos corpos-de-prova. A desforma aconteceu 7 dias após a concretagem. A Figura 5 mostra o processo executivo das vigas.

3.5 Instrumentação

Para monitoramento do comportamento das vigas ao longo do ensaio, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência no concreto e nas armaduras de flexão e transversal. Foram utilizados 28 extensômetros elétricos no aço, incluindo armadura passiva e transversal, 06 extensômetros elétricos no concreto e 06 extensômetros no porta estribo, totalizando 40 extensômetros, além de 01 deflectômetro por viga, para a observação da evolução das flechas geradas pela protensão e pelo carregamento. A Figura 6 mostra a instrumentação das vigas.

3.6 Sistema de ensaio

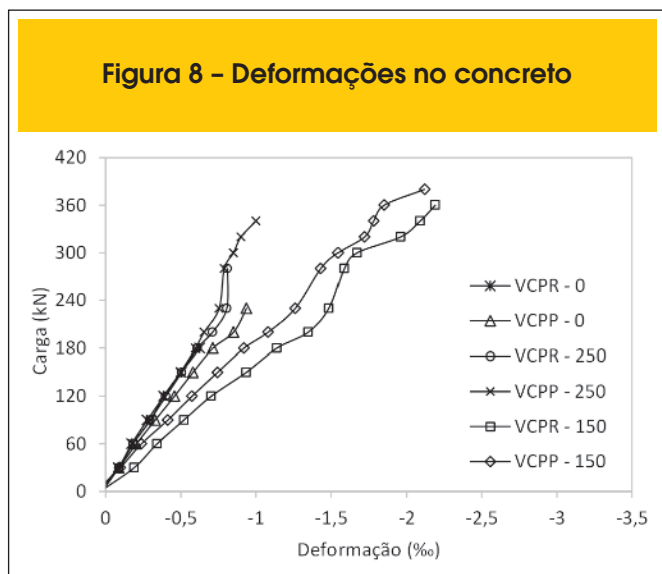
O ensaio das vigas foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará. O primeiro passo foi montar o sistema de ensaio de quatro pontos (ensaio de Stuttgart), posicionando as vigas em apoios de primeiro e segundo gênero montados em blocos de concreto, que por sua vez foram apoiados sobre a laje de reação do laboratório. Em seguida o sistema de aquisição de dados, *ALMEMO® 5690-2M*, da *Ahlborn*, compatível com o software *AMR WinControl*, foi conectado a todos os extensômetros da viga, seguido da montagem do macaco e da célula de carga no pórtico de reação e na ancoragem passiva da viga. O ensaio inicia com a tração do cabo. A protensão foi realizada por meio de um macaco hidráulico monocordoalha com capacidade de 200 kN, em incrementos de 10 kN até atingir a força final de 120 kN, após todas as perdas. Inicialmente o cabo foi tracionado até 150 kN, já prevenindo as perdas devido ao tamanho reduzido

Tabela 7 – Forças e perdas de protensão

Viga	Protensão		Perdas imediatas na protensão (%)	Re-protensão		Perdas imediatas na re-protensão (%)	P_0 (kN)	P_{OF} (kN)
	P_{pi} (kN)	P_{p0} (kN)		P_{ri} (kN)	P_F (kN)			
VCPR-0	149	105	29,6	152	119	21,7	113,0	129
VCPP-0	148	88	40,5	150	125	16,6	124,0	135
VCPR-250	152	102	32,9	151	121	19,9	120,5	127
VCPP-250	151	91	39,7	149	115	22,8	114,0	136
VCPR-150	150	109	27,3	149	118	27,5	117,0	124
VCPP-150	150	84	44,0	150	121	19,3	118,0	137

P_{pi} – força de protensão inicial sem perdas imediatas; P_{p0} – força de protensão após as perdas imediatas; P_{ri} – força de re-protensão inicial sem perdas imediatas; P_F – força de re-protensão após as perdas imediatas; P_0 – força de protensão no início do ensaio; P_{OF} – força de protensão próximo a ruptura

Figura 8 – Deformações no concreto



das vigas, por acomodação da cunha e deslizamento da armadura, que variou em torno de 30 % a 41 %. Após estas perdas, houve a necessidade da etapa de reprotensão. A etapa de re-protensão consistiu em tracionar novamente o cabo até 150kN. Com a tração do cabo, a ancoragem se desprendia da chapa deixando uma folga, que foi preenchida com pequenas chapas para evitar o retorno da ancoragem e a consequente perda de força no cabo. Este controle foi visual, considerando procedimento satisfatório quando a folga não era mais visível.

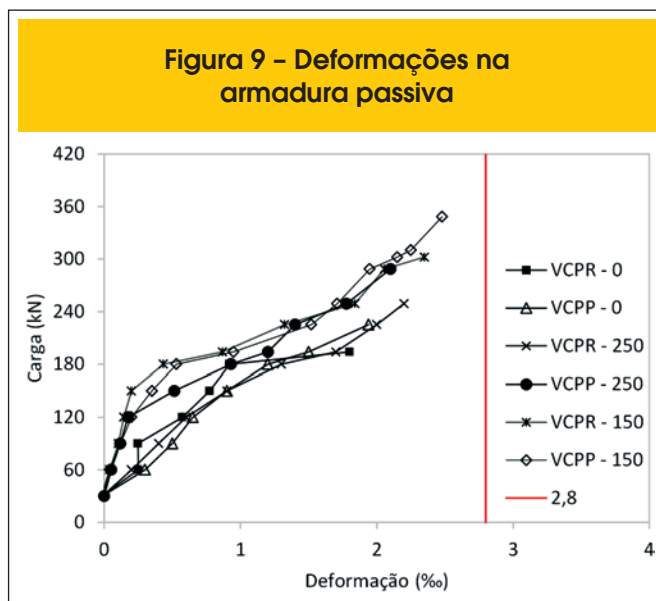
Imediatamente após a etapa de protensão iniciou-se a etapa de aplicação de carga nas vigas. As cargas sob a viga foram aplicadas em dois pontos equidistantes, caracterizando como um ensaio de quatro pontos, aplicado por um macaco hidráulico, com capacidade de 1000 kN, que reagiu sobre a viga de reação do pórtico do laboratório. O macaco hidráulico aplicou o carregamento, até a ruína da peça, em uma viga metálica que por sua vez transferiu está carga para dois pontos na viga. O monitoramento do carregamento aplicado foi feito por uma célula de carga padrão de capacidade de 1000 kN e precisão de 1 kN, conectada a um leitor de célula para indicar a magnitude do carregamento. A Figura 7 mostra o sistema de ensaio

4. Resultados e discussões

4.1 Forças de protensão e perdas imediatas

Os cabos que mais apresentaram variações nas forças de protensão foram os cabos com perfil parabólico (vigas VCPP-0, VCPP-250 e VCPP-150) devido aos desvios no cabo, com perda imediata média de 41,4 %, sendo maior que os cabos com perfil reto (VCPR-0, VCPR-250 e VCPR-150), que apresentaram perdas imediatas médias na ordem de 29,9 %. As perdas chegaram a este valor devido ao tamanho reduzido das vigas, a elevada força no cabo e o método manual de cravação da cunha (acomodação da cunha). O tamanho reduzido e a elevada tração no cabo fez com que o esforço nas ancoragens ficasse muito elevado necessitando de um maior trabalho das cunhas, aumentando sua acomodação. Na reprotensão o valor médio das perdas ficou entre 23%

Figura 9 – Deformações na armadura passiva



e 19,5 % para as vigas com cabos de perfil reto e parabólico, respectivamente. Observou-se, também, que durante a aplicação do carregamento na viga, houve aumento gradativo da força no cabo de protensão, sendo os maiores aumentos observados nas vigas com cabo de perfil parabólico. A Tabela 7 apresenta os valores das forças aplicadas em todos os cabos das seis vigas durante as etapas de protensão e re-protensão, assim como os valores das perdas imediatas nas duas etapas.

4.2 Deformações do concreto

Observou-se que as tensões nas vigas foram invertidas nas bordas, gerando tração na borda superior, muito próxima da resistência à tração do concreto, e compressão de (-7,4 MPa) na borda inferior. As maiores deformações de tração, medidas na borda superior da viga, ocorreram no ato da protensão, com valores de 0,044‰, 0,060‰, 0,045‰, 0,07‰, 0,038‰, 0,065‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. Durante o ensaio das peças, nenhuma das vigas ultrapassou o limite convencional de deformação no concreto de ruptura na flexão, estabelecido pela NBR 6118 [5] de 3,5 ‰, logo, não sendo observado o esmagamento do concreto. A Figura 8 mostra as deformações medidas pelo extensômetro do concreto.

4.3 Deformações da armadura longitudinal

Não houve escoamento da armadura passiva de flexão em nenhuma das seis vigas, apesar das elevadas cargas de ruptura das vigas. Isso se deve a contribuição da armadura ativa na resistência à flexão das vigas, visto que o aço das cordoalhas são aços especiais com valor de resistência à tração de 187 kN. As maiores deformações de tração nas barras de armadura passiva dispostas na direção longitudinal na seção do meio do vão foram de 1,8‰, 1,94‰, 2,2‰, 2,1‰, 2,34‰, 2,48‰, para as vigas VCPR- 0, VCPP- 0, VCPR- 250, VCPP- 250 VCPR- 150, VCPP- 150, respectivamente. A Figura 9 mostra o diagrama carga x deformação para as armaduras de flexão.

Tabela 8 – Cargas últimas e modos de ruptura

Vigas	A_s (mm ²)	A_{sp} (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	s (mm)	P_u (kN)	Modo de ruptura
VCPR-0	942	101	-	-	194,4	Cisalhamento
VCPP-0			-	-	225,1	
VCPR-250			250	249,9		
VCPP-250			250	288,5		
VCPR-150			150	302,2		
VCPP-150			150	348,3		

4.4 Deformações da armadura transversal

É importante reforçar que as vigas VCPR – 0 e VCPP – 0 apresentaram armadura transversal apenas no apoio e pontos de aplicação de carga para evitar ruptura localizada, não sendo por

isso monitorados, sendo assim monitoradas apenas as vigas VCPR – 250, VCPP – 250, VCPR – 150 e VCPP – 150. A Figura 10 mostra as curvas carga x deformação para as armaduras transversais. Em todas as vigas não foram verificadas deformações maiores que a de escoamento de $\epsilon_{ys}=4,6\%$. Os estribos mais solicitados

Figura 10 – Deformações das armaduras transversais das vigas

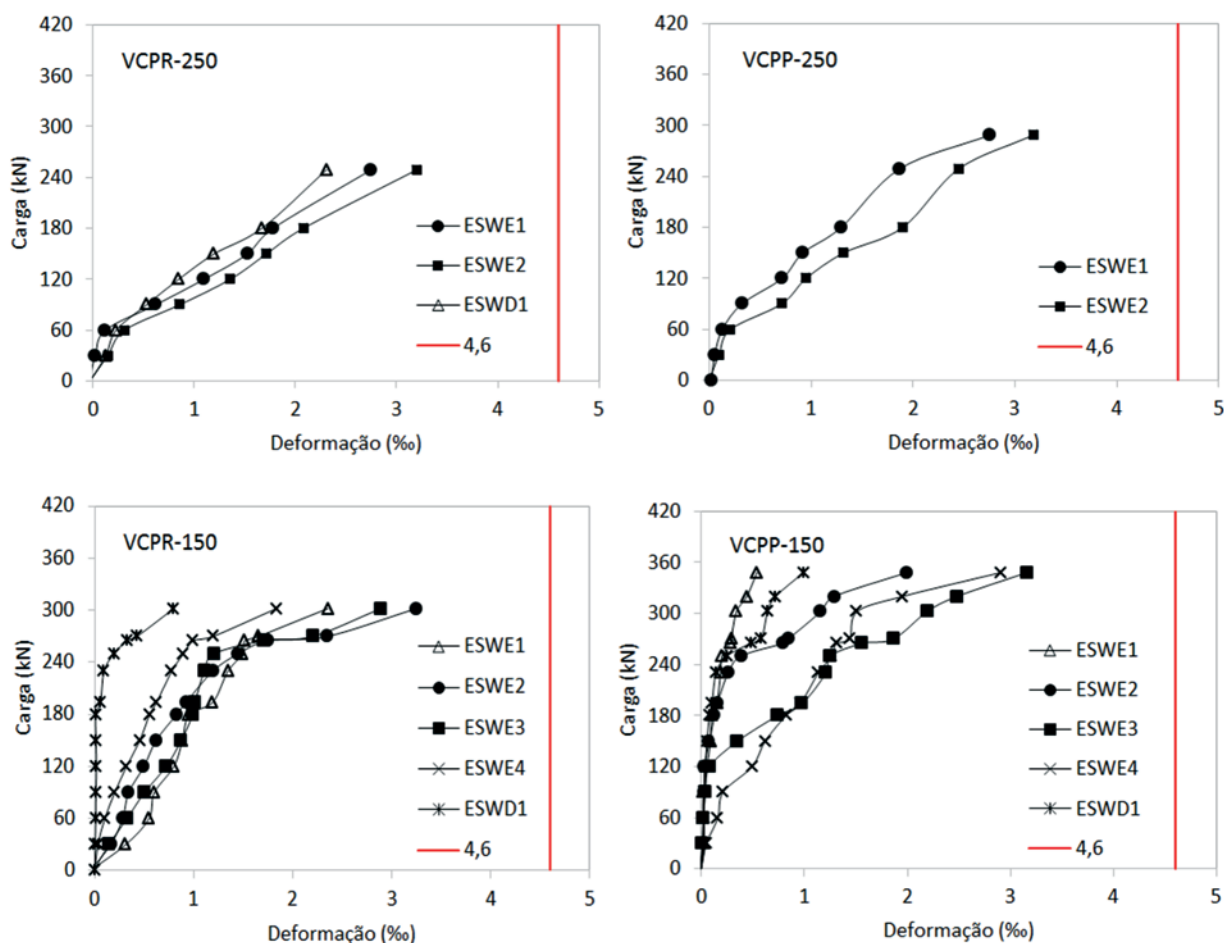


Tabela 9 – Resultados teóricos e experimentais

Viga	P _{flex} (kN)	NBR 6118 (5)		ACI 318 (3)		Eurocode 2 (2)	Experimental
		MOD. I (kN)	MOD. II (kN)	ACI FS (kN)	ACI WS (kN)	EC2 (kN)	P _u (kN)
VCPR-0	341,2	177,4	177,4	179,9	269,5	181,8	194,4
VCPP-0		242,7	242,7	246,1	269,5	248,0	225,1
VCPR-250		237,3	281,1	246,4	335,9	119,7	249,9
VCPP-250		302,6	346,4	312,6	335,9	185,8	288,5
VCPR-150		277,2	350,2	290,8	380,3	199,5	302,2
VCPP-150		342,5	415,5	356,9	380,3	265,6	348,3

ACI FS - ruptura em flexo-cisalhamento; ACI WS - ruptura por cisalhamento na alma

foram os estribos mais próximos ao carregamento, indicando que a trajetória de tensões ocorreu em um fluxo de inclinação menor de acordo com Leonhardt e Monnig [2], a protensão longitudinal introduz nas peças de concreto armado tensões de compressão que contribuem para a redução das tensões de tração (que ficam mais inclinadas com relação ao eixo da peça), de modo que as fissuras de cisalhamento configuram-se com menor inclinação, ficando a inclinação das bielas reduzidas à valores entre 15° e 30°.

4.5 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais das vigas protendidas foram medidos por meio de deflectômetros localizados na parte inferior da viga, no centro do vão, e são mostrados na Figura 11. A redução das flechas foi, também, obtida com a contra flecha gerada pela excentricidade da força de protensão. No ato da protensão, foram medidas contra flechas máximas de valores -0,32 mm, -0,20 mm, -0,35 mm, -0,43 mm, -0,32 mm, -0,37 mm, para as vigas VCPR-0, VCPP-0, VCPR-250, VCPP-250 VCPR-150, VCPP-150.

4.6 Cargas últimas e modos de ruptura

No decorrer dos ensaios, nenhuma das seis vigas ensaiadas alcançou a carga de escoamento da armadura passiva, como esperado, rompendo todas por cisalhamento. A Tabela 8 apresenta os valores das cargas últimas experimentais os modos de ruptura das vigas. Verificou-se a clara influência do traçado do cabo inclinado na resistência ao cisalhamento das vigas. A componente vertical gerada pela protensão, nas vigas com traçado parabólico, proporcionaram ganhos à capacidade resistente das peças, apresentando acréscimos de até 15%, para a série de vigas com estribo espaçados a cada 150 mm. Os cabos parabólicos tenderam a apresentar maiores ganhos de força ao final dos ensaios, em média 15% contra 8% dos cabos retos. Isto pode ter contribuído no combate às tensões de tração geradas pelas bielas e no engrenamento dos agregados nos carregamentos finais. A Figura 12 mostra o aspecto final das vigas.

5. Análise das estimativas normativas

A Tabela 9 apresenta os resultados teóricos ao cisalhamento

obtidos segundo as normas ACI 318[3], EUROCODE 2 [4] e NBR 6118 [5] e os resultados experimentais obtidos nos ensaios das seis vigas protendidas, e a Tabela 10 apresenta a relação entre a carga última experimental (P_u) e a carga última estimada (P_E). O método do ACI 318 [3] é baseado na média das tensões de cisalhamento e na profundidade total da seção transversal b_w.d. A parcela V_c na protensão, deve ser o menor valor entre V_{ci} e V_{cw} que são, respectivamente, ruína por flexo-cisalhamento (ACI FS) e ruína por cisalhamento na alma (ACI WS). Além da contribuição do concreto, também é levado em consideração a parcela referente à armadura de cisalhamento V_s. Para as vigas com cabo reto (VCPR – 0, VCPR – 250 e VCPR – 150), os resultados da estimativa para o método ACI FS, apresentaram relação P_u/P_E igual a 1,08, 1,01, 1,04, e para as vigas com traçado parabólico (VCPP – 0 VCPP – 250 e VCPP – 150), com relação P_u/P_E igual a 0,91, a 0,92 e 0,98, respectivamente. O método não considera, diretamente, a contribuição da componente horizontal V_p. A protensão é levada em consideração por meio de um momento que anula o momento solitante de cálculo, que depende da excentricidade do cabo de protensão em relação à linha neutra. Já o método baseado no modo

Figura 11 – Deslocamentos verticais das vigas

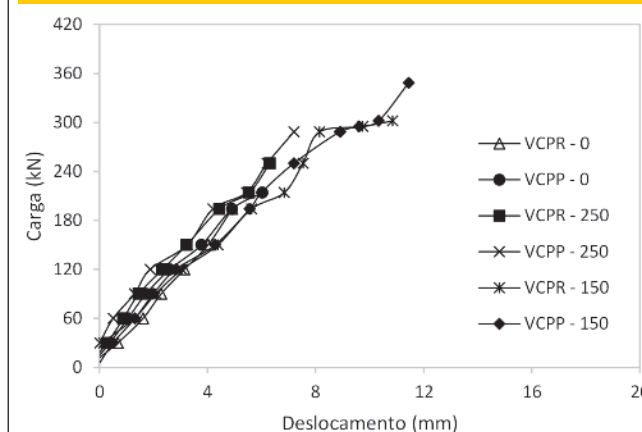


Figura 12 – Aspecto final das vigas

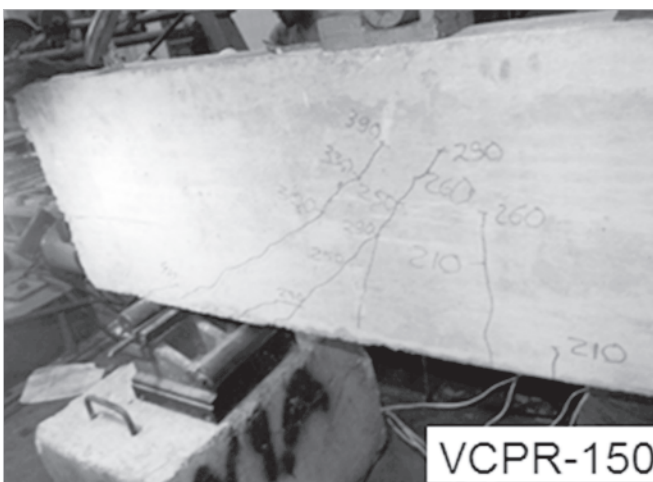
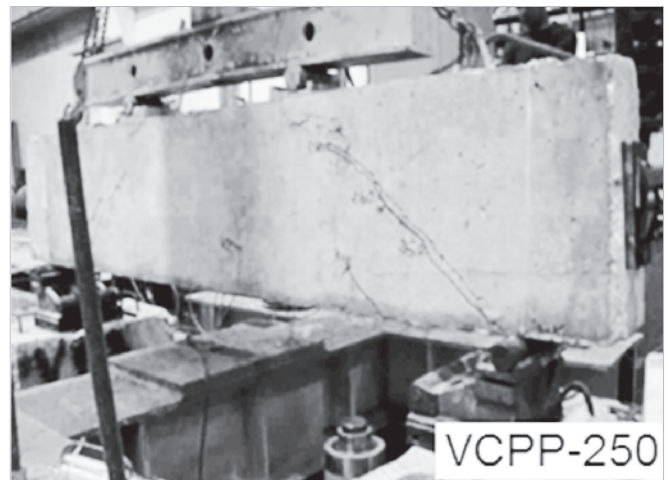
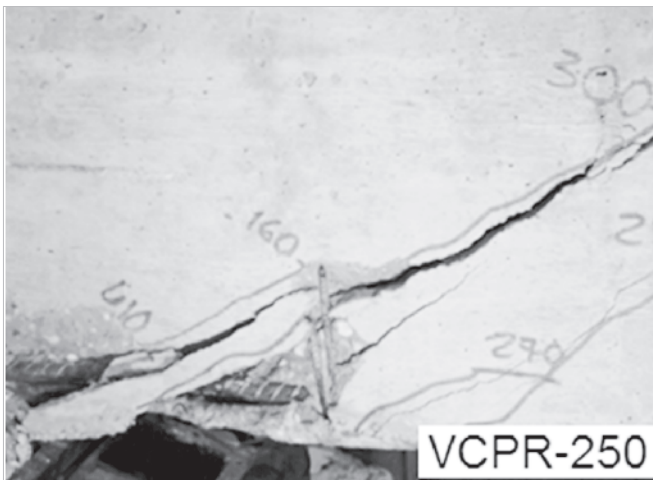
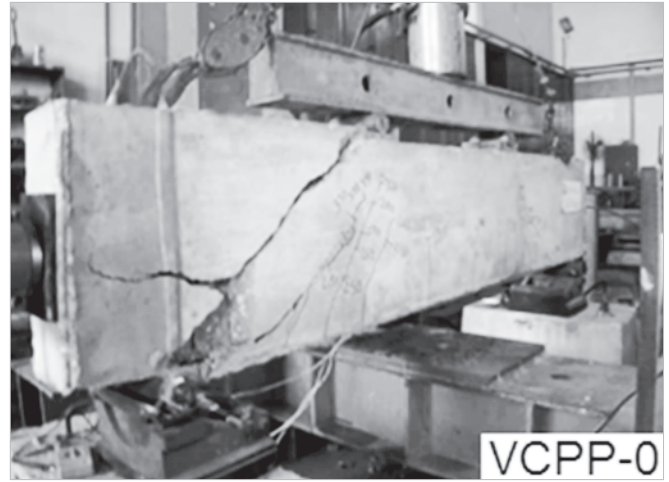
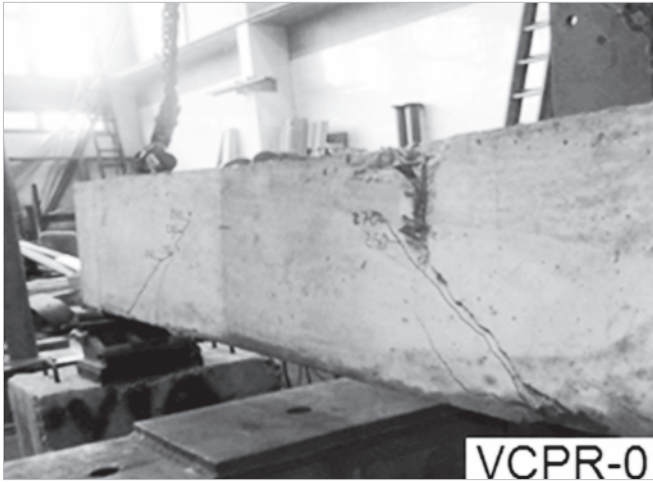


Tabela 10 - Variação da relação P_u/P_E

Vigas	NBR 6118 (2014)		ACI 318		Eurocode 2
	P_u/P_E MOD. I	P_u/P_E MOD. II	P_u/P_E ACI FS	P_u/P_E ACI WS	P_u/P_E EC2
VCPR-0	1,10	1,10	1,08	0,72	1,07
VCP-0	0,93	0,93	0,91	0,84	0,91
VCPR-250	1,05	0,89	1,01	0,74	2,09
VCP-250	0,95	0,83	0,92	0,86	1,55
VCPR-150	1,09	0,86	1,04	0,79	1,51
VCP-150	1,02	0,84	0,98	0,92	1,31

de ruptura por cisalhamento na alma (ACI WS), o efeito favorável da componente vertical é levado em consideração na equação. Por este método, as vigas com traçado reto apresentaram relação P_u/P_E igual a 0,72, 0,74, 0,92, e as vigas com traçado parabólico apresentaram relação P_u/P_E igual a 0,84, 0,86, 0,79. Como o ACI recomenda que seja adotado o menor valor entre V_{ci} e V_{cw} , para a parcela do concreto na resistência ao cisalhamento, em todas as vigas o valor usado foi o V_{ci} .

O procedimento do EUROCODE 2 [4] considera vigas com armadura de cisalhamento, onde a resistência é baseada no modelo de treliça, com variação do ângulo de inclinação da biela, e vigas sem armadura de cisalhamento, somente com a contribuição do concreto. Para as vigas com armadura de cisalhamento a norma europeia define a resistência como sendo o menor valor entre a parcela proveniente da armadura, V_{Rds} e o valor máximo limite do esmagamento da diagonal comprimida, $V_{Rd,max}$, sem a contribuição do concreto na resistência. Para elementos sem armadura de cisalhamento, a protensão é considerada por meio da tensão devido a protensão σ_{cp} . A relação P_u/P_E para as vigas com cabo reto (VCPR -0, VCPR -250, VCPR -150), foi de 1,07, 2,09 e 1,51, respectivamente, e para as vigas com traçado parabólico (VCP -0, VCP -250, VCP -150), a relação P_u/P_E foi de 0,91, 1,55 e 1,31. A NBR 6118 [5] considera duas formulações de cálculo baseado no modelo de treliça e no esgotamento das diagonais tracionadas e comprimidas. O Modelo I considera a inclinação da biela de 45° e inclinação dos estribos entre 45° e 90°. O Modelo II considera a inclinação da biela variando entre 30° e 45° e a mesma variação da inclinação dos estribos para o modelo I. O efeito favorável da protensão é levado em consideração na relação entre o momento fletor que anula as tensões normais de compressão na borda da seção (M_0), e o momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise, que pode ser tomado como o maior valor do semitramo considerado. A relação P_u/P_E , para o modelo I, nas vigas com cabo reto (VCPR -0, VCPR -250, VCPR -150), foi de 1,10, 1,05 e 1,09, respectivamente, e para as vigas com traçado parabólico (VCP -0, VCP -250, VCP -150), a relação P_u/P_E foi de 0,93, 0,95 e 1,02, respectivamente. Para o modelo II, nas vigas com traçado reto, a relação P_u/P_E foi de 1,10, 0,89 e 0,86, e para as vigas com traçado parabólico, a relação P_u/P_E foi de 0,93, 0,83 e 0,84.

A tendência contra a segurança das estimativas das normas NBR 6118 e ACI, ou seja, empregando o Modelo II da NBR 6118 e a equação da ACI que considera a predominância do cisalhamento

na alma (ACI WS), pode estar associadas à imprecisão teórica e/ou experimental na consideração da inclinação da biela (30°) e da componente vertical da protensão, respectivamente. Entretanto, estas normas recomendam que sejam adotados os menores valores, resultando que as suas estimativas foram precisas, ou seja, o Modelo I da NBR 6118 e as considerações para o flexo-cisalhamento da ACI (ACI FS).

6. Conclusões

Vários aspectos do desenvolvimento do sistema pretendido foram discutidos neste artigo, como a contribuição da protensão do traçado do cabo na resistência ao cisalhamento de vigas, a influência da protensão na redução de flechas e fissuras, as deformações das armaduras transversais, longitudinais e no concreto além de comparações dos resultados experimentais com os resultados estimados pelas normas ACI 318 [3], EUROCODE 2 [4] e da NBR 6118 [5]. Para os resultados experimentais apresentados é possível concluir que o traçado parabólico do cabo elevou em até 16% a resistência ao cisalhamento das vigas, com ou sem estribos. Já as estimativas normativas divergiram entre si com alguns resultados contra a segurança, mas ainda próximos e coerentes com os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa, exceto os resultados do EUROCODE 2 para as vigas com estribos, onde as estimativas foram demasiadamente conservadoras. Ressalta-se a necessidade de mais experimentos e análises criteriosas (computacional, banco de dados, etc.) para viabilizar o melhor entendimento do problema e uma avaliação mais justa das estimativas normativas.

7. Agradecimentos

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

8. Referências bibliográficas

- [1] NAAMAN, A. E. Prestressed Concrete. Analysis and Design: Fundamentals. 2ª Edição, 2004.
- [2] LEONHARDT, F., MONNIG, E. "Construções de concreto Vol. 3, princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado". São Paulo – SP. Interciência Ltda., 1977, impressão 2007.

- [3] ACI 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [4] 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.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] LASKAR, A, HSU T.T.C, MO. Y. L. *Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations*. ACI Structural Journal/May-June 2010.
- [7] MACGREGOR, J. G., *Strength and Behavior of Prestressed Concrete Beams with Web Reinforcement*. PhD thesis, University of Illinois, July, 1960.
- [8] ACI-ASCE Committee 426 (1973). *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members*. In: Journal of the Structural Division, Vol. 99, N° ST6, June, 1973, pp. 1091-1187.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5738 – *Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7222 – *Argamassas e Concreto – Determinação da resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – *Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação*. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7480 – *Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 1996.

Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts

Análise experimental de reforço de pilares em concreto armado, com chumbadores metálicos



A. C. MESQUITA ^a
andersonsrocha@yahoo.com.br

A. S. ROCHA ^a
andersonsrocha@yahoo.com.br

R. G. DELALIBERA ^b
delalibera@ufu.br

W. A. DA SILVA ^c
wellington_andrade@ufu.br

Abstract

This article presents a columns reinforcement experimental study, with the use of anchor steel bolts and fill with self-compacting concrete. Were tested five columns of reinforced concrete subjected to flexion-compression: two columns were used as reference, and a cross-section equal to 120 x 250 mm; with a monolithic section equal to 155 x 250 mm cross section of the same reinforced columns and three which were initially molded with a 120 x 250 mm section and subsequently received a layer of 35 mm thick self-compacting concrete in the compressed side. Despite the studs do not present break, there was peeling of the reinforcement layer. The results indicate the possibility of using this method in reinforcing structural rehabilitation of reinforced concrete columns, with increase in load capacity on average equal to 403% in relation to the column reference.

Keywords: columns, reinforcement, flexo-compression, reinforced concrete, anchor bolts.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo experimental de reforço de pilares, com emprego de chumbadores metálicos e preenchimento com concreto autoadensável. Foram ensaiados cinco pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão: dois pilares foram usados como referência, sendo um com seção transversal igual a 120 x 250 mm; um monolítico com seção igual a 155 x 250 mm, mesma seção transversal dos pilares reforçados e três, que inicialmente foram moldados com seção de 120 x 250 mm e posteriormente receberam uma camada de 35 mm de espessura de concreto autoadensável na face comprimida. Apesar dos chumbadores não apresentarem ruptura, houve o deslocamento da camada do reforço. Os resultados obtidos indicam a possibilidade da utilização deste método de reforço na reabilitação estrutural de pilares de concreto armado, apresentando acréscimo na capacidade resistente em média igual a 403 % em relação ao pilar de referência.

Palavras-chave: pilar, reforço, flexo-compressão, concreto armado, chumbadores.

^a CMEC, UFG, SRocha Consultoria e Projetos Ltda., Goiânia, GO, Brasil;

^b Universidade Federal de Uberlândia, Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Faculdade de Engenharia Civil;

^c Universidade Federal de Goiás, Faculdades de Engenharia, Regional Catalão, Catalão, GO, Brasil.

1. Introduction

1.1 Initial considerations

Columns are linear straight shaft elements, usually arranged vertically where the normal compressive forces are predominant, according to ABNT NBR 6118 [5]. They are intended for sharing external actions to the foundations, although may also transmit to other supporting elements, such as pillars supported transition beams. The active shares on the pillars are generally from the beams and slabs. The pillars are the most important structural elements in the structures, from the point of view of bearing capacity and stability of the building's structural elements, as in

the safety aspect. According to Bastos [6], in addition to the transmission of vertical loads to the foundation elements, the pillars are part of the bracing system responsible for ensuring the overall stability of the building. The Federal University of Goiás (UFG), in partnership with the University of Brasilia (UNB), has been developing lines of research on structural reinforcement and Column in reinforced concrete initiated by Adorno [10] followed by Araújo [9] Omar [7] Sahb [1], Melo [12] Birth [8], Marques [3] Ferreira [4] and Virgin [2].

1.2 Reasons

The structural rehabilitation area has shown increasing importance

Figure 1 - Reference column shape

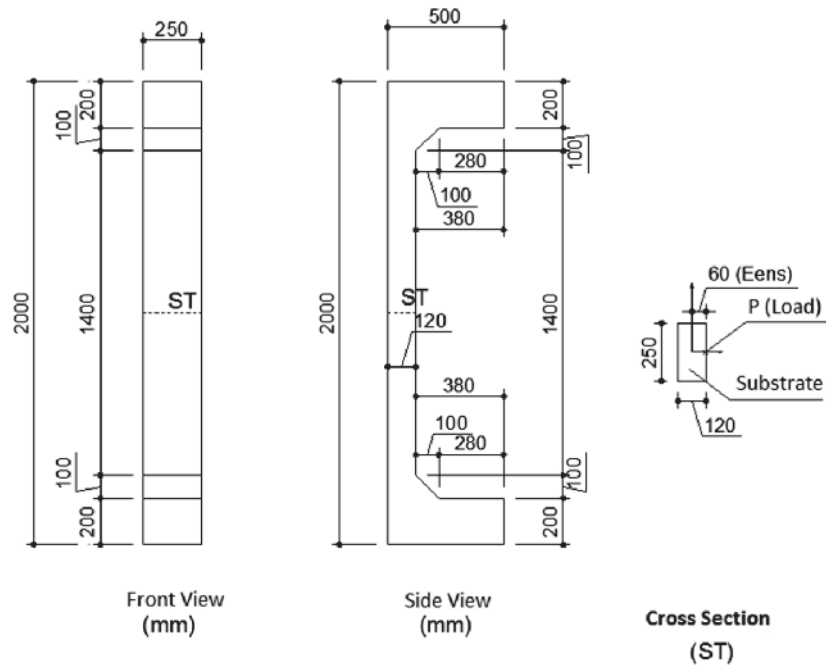


Table 1 - Main characteristics of the columns

Main characteristics and nomenclatures of the tested columns						
Nomenclature		Section (mm)	N° anchor bolts	e_{ens} (mm)	\varnothing bolts. (mm)	e_{ref} (mm)
Referência	(P_{ref})	120 x 250	-	60	-	-
Monolítico	(P_{mon})	155 x 250	-	42,5	-	-
P6-150-34-AP150-SP	(P_1)	155 x 250	34	42,5	8	35
P6-150-34-AP75-SP	(P_2)	155 x 250	34	42,5	8	35
P6-150-34-AP75-CP	(P_3)	155 x 250	34	42,5	8	35

SP - Anchor bolts without ferrule; CP - Anchor bolts with ferrule; e_{ens} - Loading application eccentricity offset structure; e_{ref} - thickness of the reinforcing layer

in the construction industry, taking into account the need to reduce work time, bolder architectures with large spans and slender buildings, among other reasons. The need to strengthen employment can be applied to structures, correcting pathological building problems or increasing their load bearing capacity. However, even with the development of this branch, the professional structural rehabilitation area still relies primarily on empirical models because there is no specific Brazilian standard for analysis and design of rehabilitated parts. Thus, it is intended to deepen the knowledge of structural reinforced pillars, specifically with metal studs.

1.3 Objective

The objective of this study is to analyze the behavior of reinforced pillars after breaking, in order to verify the peeling of the reinforcement.

2. Experimental program, materials and methods

2.1 Geometrical characteristics of the columns

For this research were built five pillars, being a reference (Pref), with cross section of 120 x 250 mm (original section), a monolithic

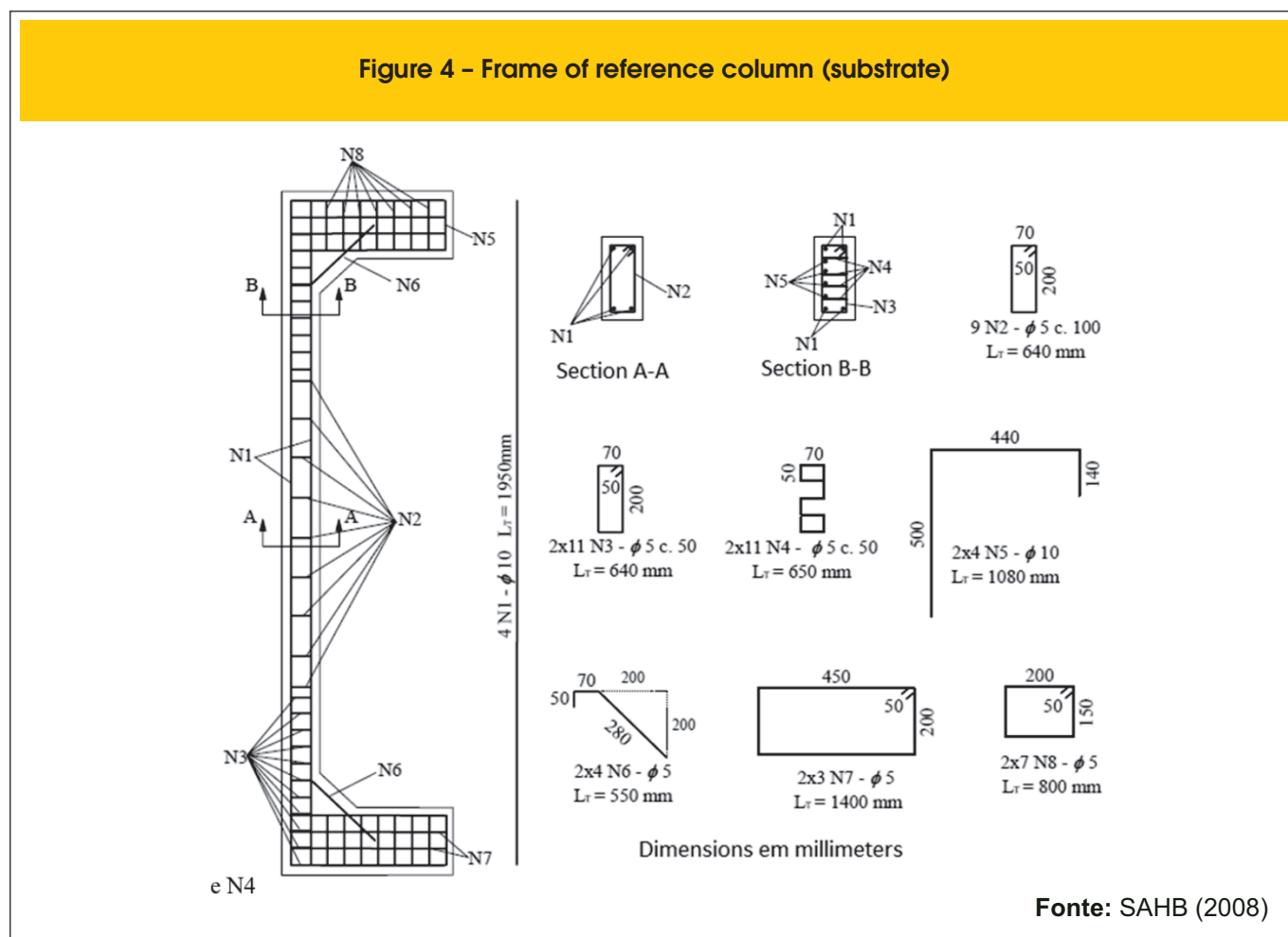
(PMON) whose cross-section is the same as the reinforced pillars, 155 x 250 mm, but performed in a single molding and three-reinforced pillars (P1, P2, P3) as described in Table [1].

The geometric characteristics and the armature of the reference column followed dimensional patterns of the pillars Sahr assayed by [1], as shown in Figures [1], [2], [3] and [4]. The positioning and number of bolts have been considered in the same P6-150-34 Virgin pillars [2] indicated in Figures [5], [6] and [7].

The surface of the pillar which received reinforcement was initially prepared by receiving a chiseling by a pressure washer which projects water at high pressure (320 psi); The holes were then run through a drill, control the depth thereof, so that inside the reinforcement of marking executed in the form of pillars before the molding them, it was made a template, so that the same were possible to mark the holes without hitting a stirrup. After cleaning the surface and holes with compressed air, the connectors are positioned and subsequently, are installed in the medium-carrying side as wetting surface. With the above steps ready, the reinforcement frame has been tied to the connectors. The reinforcing molding was carried out with self-compacting concrete (SCC), thickness of 35 mm with characteristic strength of 30 MPa.

2.2 Concrete substrate

In the molding of the pillars to be reinforced (substrate) was used



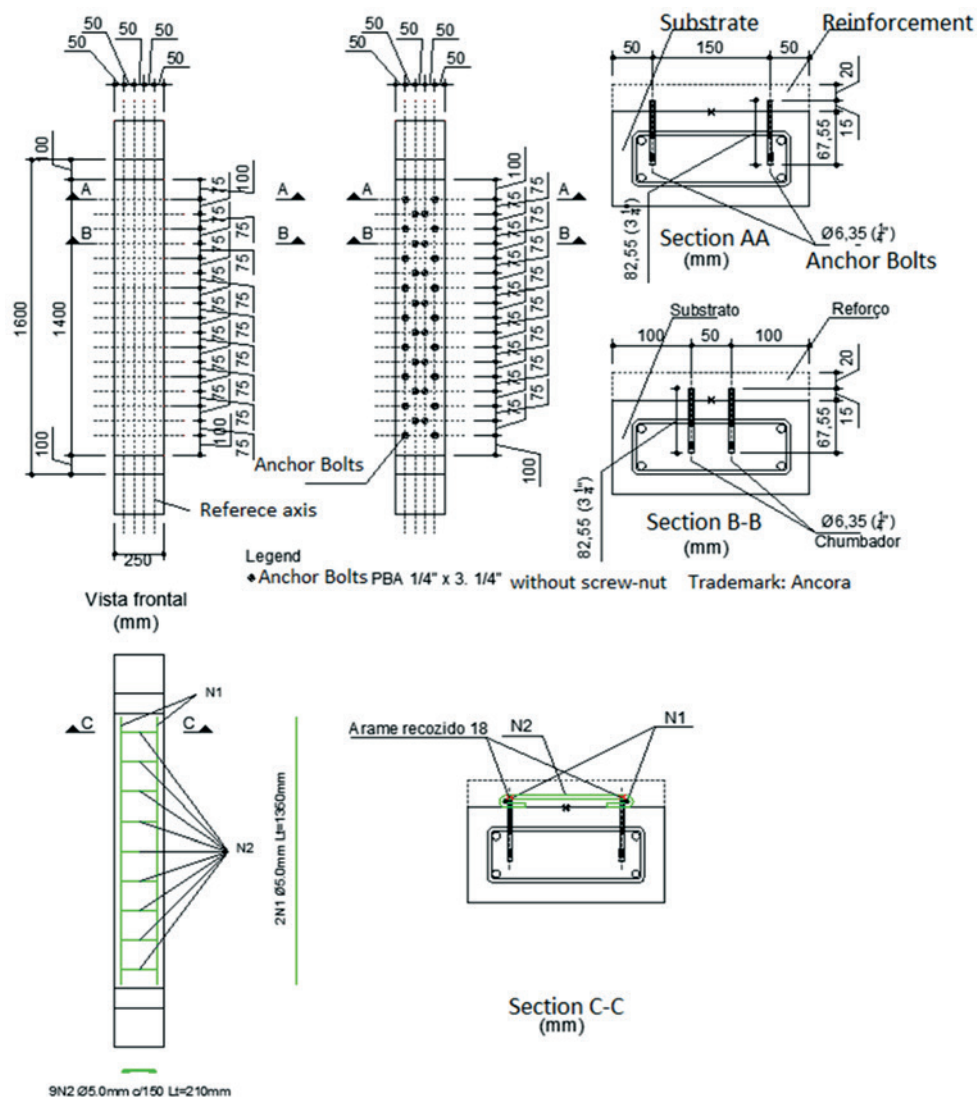
ready-mix concrete. We used self-compacting concrete (SCC), composed of Portland cement (360 kg / m³), fine natural sand (595 kg / m³), thick natural sand (175 kg / m³), crushed stone 0 (900 kg / m³), crushed stone 1 (110 kg / m³) water (180 l / m), multifunction additive (2.7 l / m³) and highplasticiser additives (2 l / m³) dosed to achieve an average compressive strength of 30 MPa at 28 days. The compression strength of the concrete was obtained by two cylindrical specimens with dimensions of 150 mm height and diameter equal to 300 mm. The values of resistance to compression of the concrete pillar at the time of each test are presented in Table [2]. The tensile strength of the concrete was determined by the two concrete test cylinder with the same dimensions as the previous ones, utilizing the diametric compression test. The lengthwise elastic modulus was also obtained by means of two cylindrical test specimens.

Chose a 30 MPa concrete to get the same resistance adopted by Omar [7] and Sahb [1]. The concrete was produced in central metering. The average compressive strength of concrete and the tensile substrate, at the time of testing had average values equal to 44.2 MPa and 3.6 MPa, respectively, and the longitudinal elastic modulus Initial was equal to 31.4 GPa. To determine the specific properties of the substrate, both fresh, and hardened, the prescribed procedures were followed in the following standards: NBR 15823 [13], NBR 5738 [14], NBR 5739 [15], NBR 7222 [16], NBR 8522 [17].

2.3 Reinforcement of concrete

The strengthening of the pillars of the molding was also done

Figure 5 - Connectors and reinforced column (P1)



using self-compacting concrete, in order to obtain results similar to the concrete substrate (compressive strength and modulus of elasticity). The same was cast in the laboratory of CMEC structures (Master's Degree in Civil Engineering - UFG). a dosing study was conducted, characterizing and determining the trace materials in mass of concrete used in the reinforcement of the molding which was equal to 1: 2.05; 1.36; 1.14; 0.76: 0.67 (cement, natural sand, artificial sand, gravel 0, 1 crushed stone and water cement ratio - a / c). To achieve the required fluidity and cohesion were also used 0.6% of multifunction additive, the super plasticizer 0.4% and 6% active silica, both in relation to the cement content. For the mechanical properties of the concrete used, they were carried out the same test run to the concrete substrate.

The average compressive strength of concrete and the tensile sub-

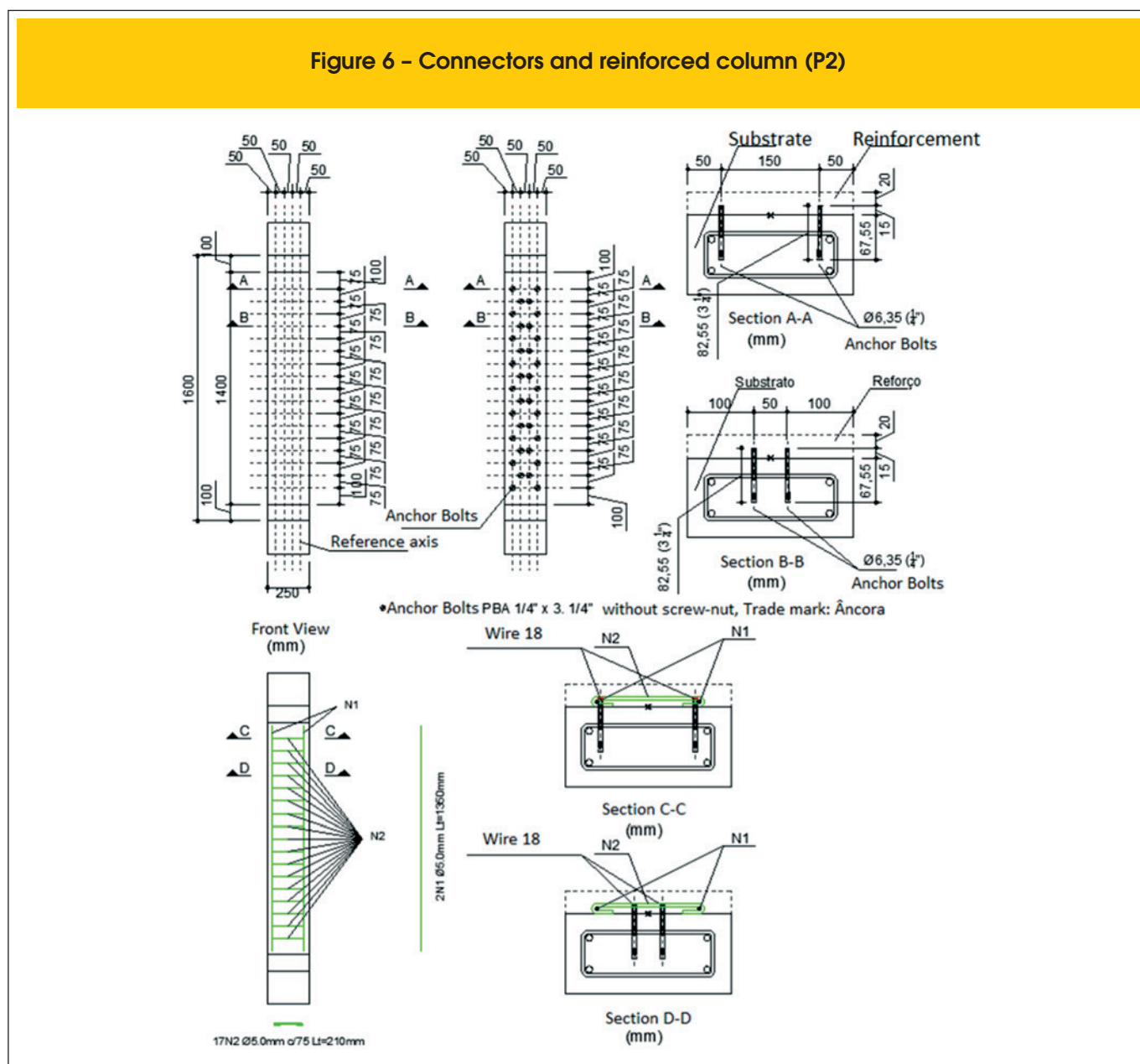
strate, at the time of testing had average values equal to 39.7 MPa and 3.8 MPa, respectively, and the elastic modulus was equal to 31.2 GPa.

2.4 Steel

For obtaining the characteristics of the steel used were tested two samples for each diameter (5.0 mm and 10.0 mm), using the test to simple traction according to the guidelines of the NBR 6152 [11]. They were determined by averaging the results of the samples the value of the yield stress and the value of each specific strain on the flow of steel bars.

The steel bars of transverse reinforcement and strengthening the equipment with a diameter of 5 mm showed no well-defined

Figure 6 - Connectors and reinforced column (P2)



yield level, but we observed a change of direction in the graph stress versus strain, these specimens, thus determining the voltage flow and the specific deformation of the same, since the steel bars of the longitudinal reinforcement with a diameter of 10 mm were well defined yield level, obtaining the yield stress values and specific deformation equal to 575 MPa and 2.50 mm / m (%) respectively. For armor diameter equal to 5 mm, the results were 720 MPa yield strength and 3.5 mm / m (%) specific deformation, respectively.

2.5 Steel anchor bolts

To strengthen concrete weld with the substrate, screws were used bolts type PBA 5/16 "x 3/4" - C / P ANCHOR FIXING SYSTEMS.

With a diameter of 7.9 mm (5/16 ") total length of 82.55 mm (3 1/4"), average pullout load of 1430 kgf, assuming a hole with a minimum depth of 40 mm and 1 tightening torque 8 kgf.m, according to the manufacturer's technical catalog.

2.6 Form

The molding of the substrate of the reference columns and monolithic was performed with the use of metallic molds. The concrete cover 2.5 cm armor was secured with the use of plastic spacers, properly positioned in the armor. For concrete reinforcement, we used veneered laminated plywood, thickness 18 mm, positioned at the sides of the pillars and fixed by means of metal staples.

Figure 7 - Connectors and reinforcement (P3)

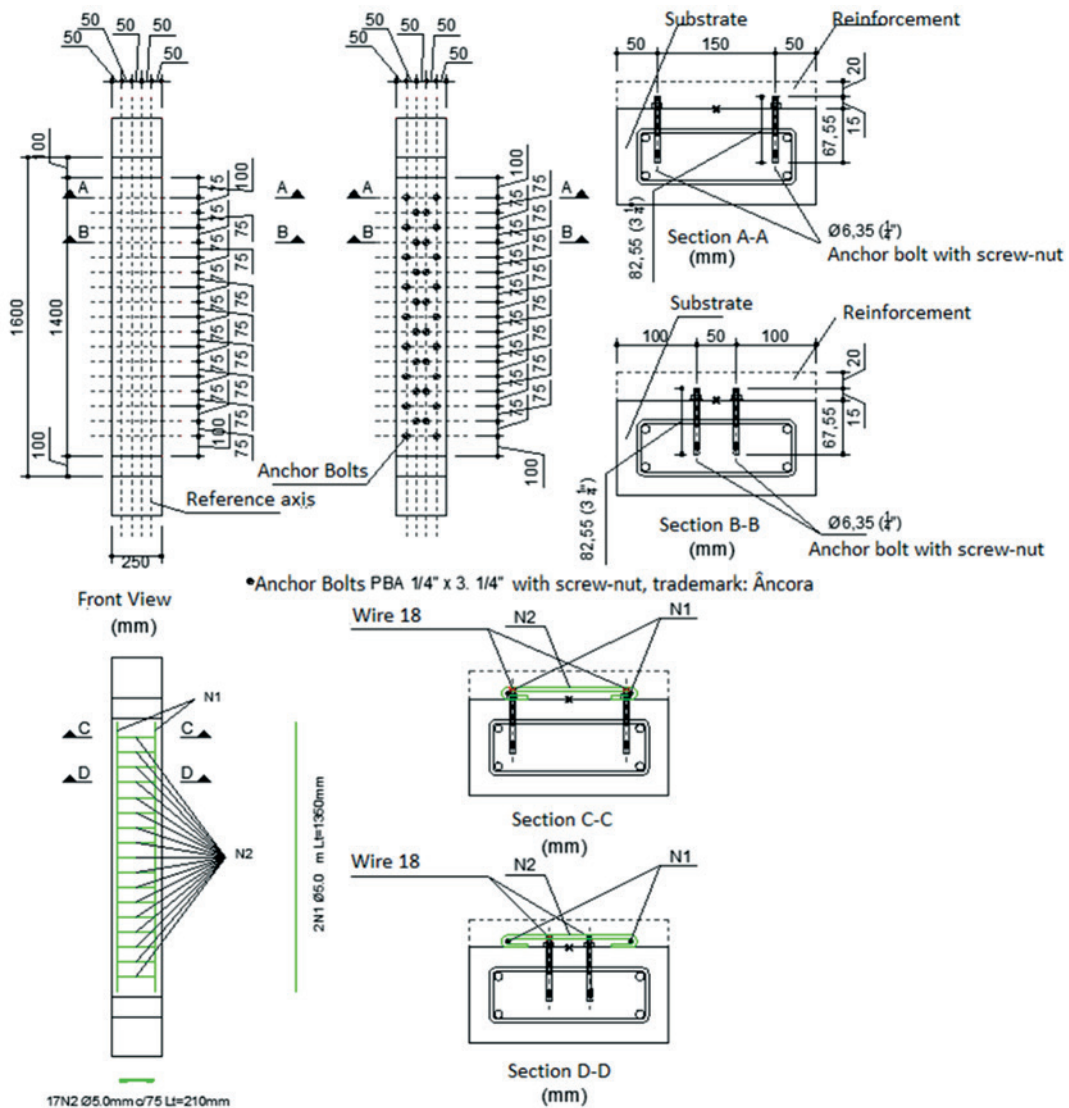


Table 2 – Comparative columns and failure modes

General comparative table													
Column	Age (days)		f_c (MPa)		$P_{ult.}$ leitura (kN)	P_u (kN)	P_u/P_{mon}	P_u/P_{ref}	Desl. R3 (mm)	Desl. régua (mm)	$\epsilon_{s,max}/\epsilon_y$	$\epsilon_{s,max}/\epsilon_u$	Failure mode
	Sub.	Ref.	Sub.	Ref.									
P_{ref}	90	-	41,9	-	120,0	126,7	0,23	1,00	26,00	34,20	0,84	0,82	EA - EC
P_{mon}	80	-	41,3	-	540,0	542,2	1,00	4,28	18,43	19,20	0,56	0,60	EA - EC
P1	192	19	45,9	40,0	400,0	510,0	0,94	4,03	7,42	17,50	0,58	0,71	DR
P2	191	18	45,9	39,4	420,0	522,0	0,96	4,12	4,63	15,00	0,60	0,61	DR
P3	187	14	45,8	26,9	500,0	501,4	0,92	3,96	11,20	17,40	0,41	0,57	DR

Sub.: Concrete substrate (CAA); Ref.: Reinforcement concrete (CAA); f_c : Strength of concrete compression; $P_{ult.}$ Reading: Load the last reading of the data collection equipment; P_u : Rupture load; Desl. R3: displacement in translator R3; Desl. Scale: maximum displacement read on the scale; $\epsilon_{s,max}$: maximum deformation in strain-gage in steel bars in the substrate; ϵ_y : Yield steel bar; ϵ_u : Deformation in concrete by ABNT NBR 6118:2014; EA: Yield steel; EC: Crush concrete; DR: Peeling of reinforcement

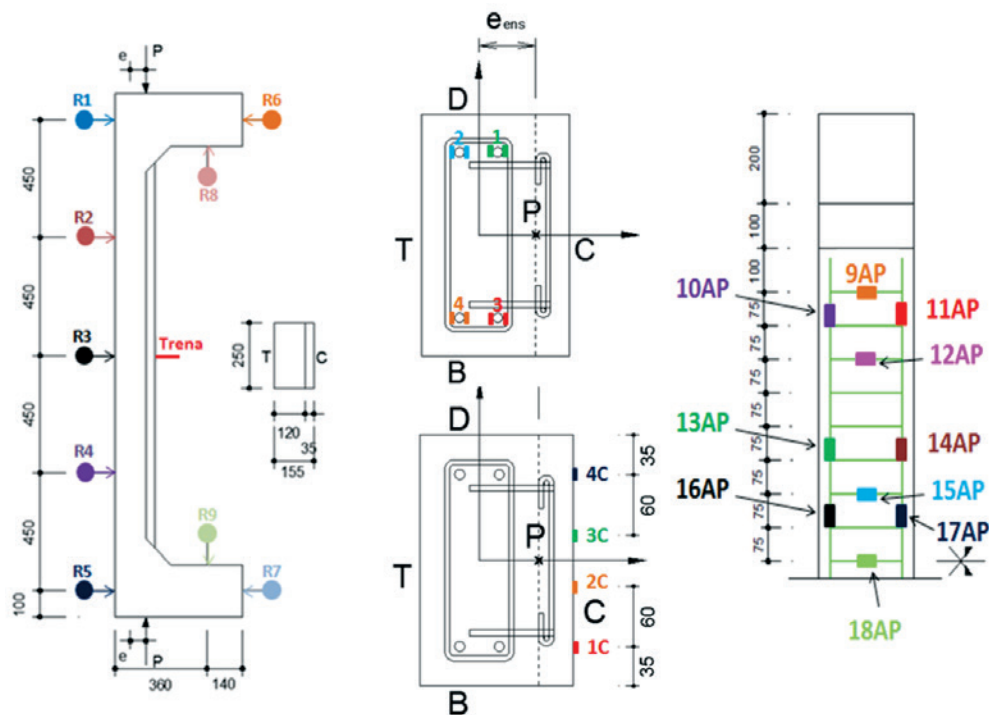
2.7 Instrumentation

To measure the deformations of the longitudinal reinforcing steel bars of the substrate and reinforcement of armor, respectively were bonded eight to ten electrical resistance strain gages (EER) of the type PA-06-250BA-120-L and also, four strain gages at

the compressed side of the reinforcement such as PA-120-L-06-201BA both the EXCEL brand. The reading of the deformations of the gauges was performed by the data collection equipment AGILENT BenchLink Data Logger Model 34970^a, Figure [8].

For measuring horizontal and vertical displacements of the pillars nine dial indicators were placed, Mitutoyo brand, with precision of 0.01 mm, named R1 to R9. The clocks were installed with the help

Figure 8 – Instrumentation in models



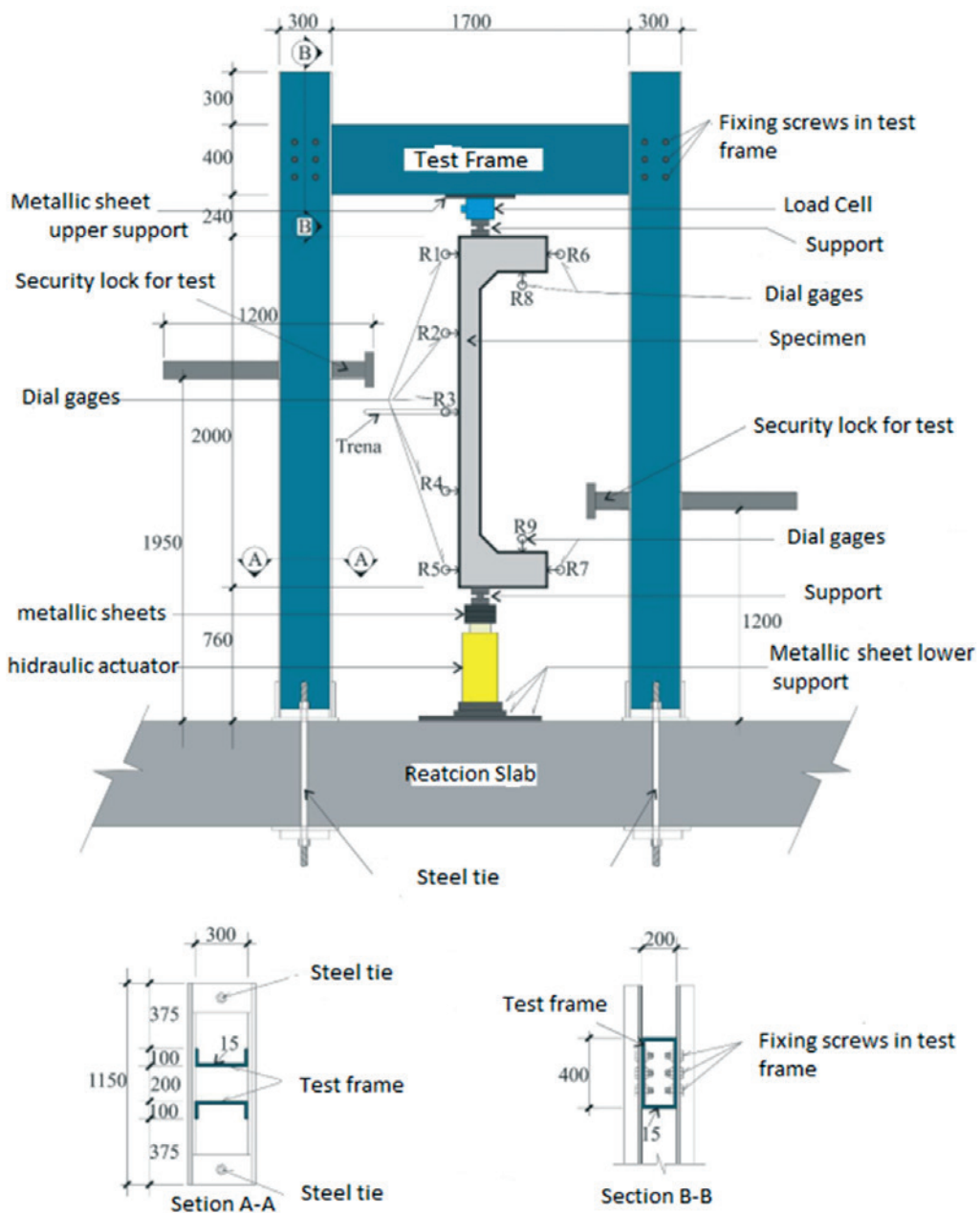
of magnetic base, fixed to a metal support structure and the cursor on metal plates glued on the abutment as the positions shown in the project, Figure [8].

2.8 Experimental analysis

The pillars had two meters high and two consoles whose purpose was to allow the load to be applied eccentrically to the central sec-

tion. The central section represents the region of interest analysis. The strengthening of the consoles served only to ensure that the rupture occurred in the center section. The tests were performed in the laboratory of the Federal University of Goiás structures. The load was applied by a hydraulic actuator, the Yelow Power brand, with nominal capacity of 1500 kN, triggered by a manual hydraulic pump. The hydraulic actuator was positioned at the bottom of the column. To control the applied loading, a load cell with load reading

Figure 9 - Test frame



capacity of 1500 kN (Kratos) at the head of the column has been positioned as shown in Figure [9]. The load was applied considering 100 kN load steps, coinciding simultaneously with the reading of all instruments.

3. Results and discussions

All reinforced pillars obtained the last force larger than that the abutment reference (P) and near of the load monolithic pillar (Pmon), but still being smaller.

The resistive load expected of the models studied, was defined based on the analysis in several similar previous studies and also depending on the results of numerical analysis of the same.

It has been found that the use of the reinforcement armature little

influence on the behavior of the models studied, and also did not prevent the peeling of the reinforcement of concrete. All pillars had rupture of the sudden kind, caused by strengthening peeling.

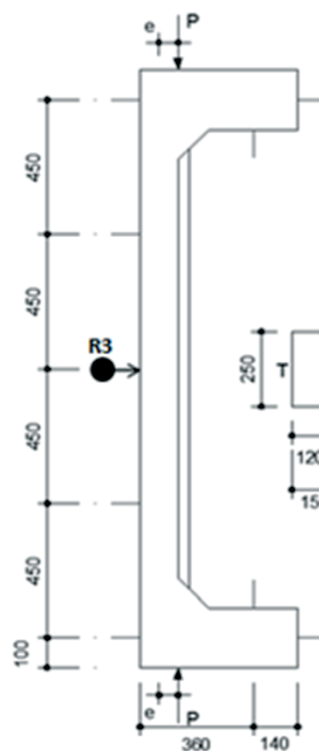
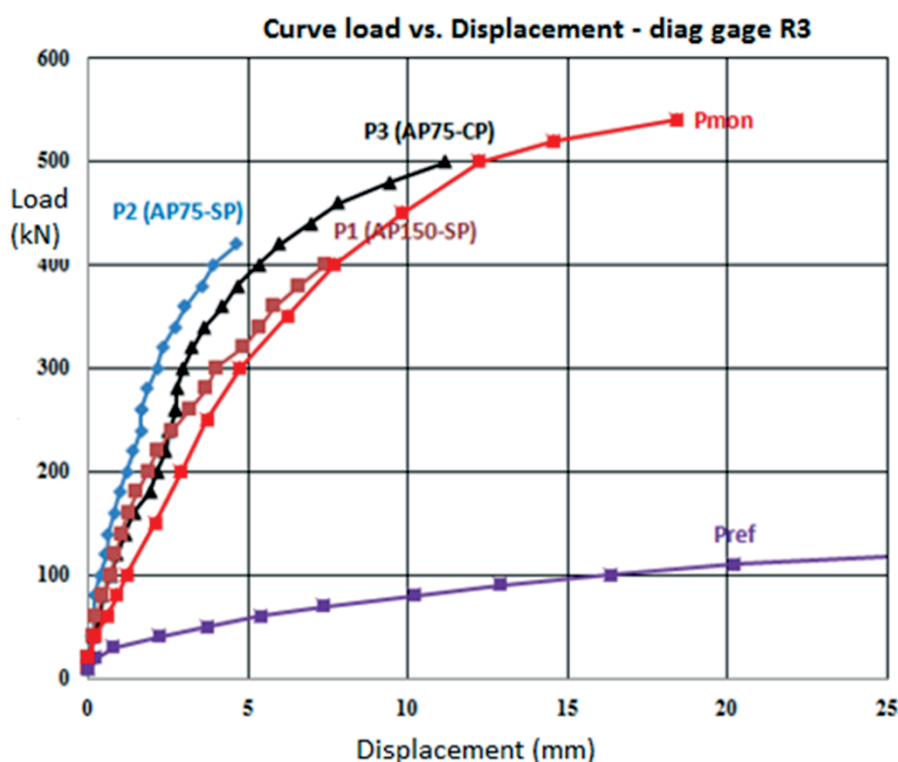
Unlike the compressive strength of the concrete substrate and the reinforcement of concrete, the pillar P1 was 5.9 MPa, P2, P3 6.5 MPa and 18.9 MPa.

The reinforced pillars had a higher breaking load values as from 3.96 to 4.28 times the reference load of the pillar, as shown in Table [2]. The pillars reached on average 94% load of the monolithic pillar.

On Table [2] there is a comparative analysis of all the pillars, with the concrete characteristics, last strength, larger displacement, greater deformation and failure modes.

It was observed that there was the appearance of various cracks in reinforced pillars, but it was not possible to check a critical crack that could lead to rupture according of the loading increasing.

Figure 10 - Curve Load vs. Displacement, for dial gage R3



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

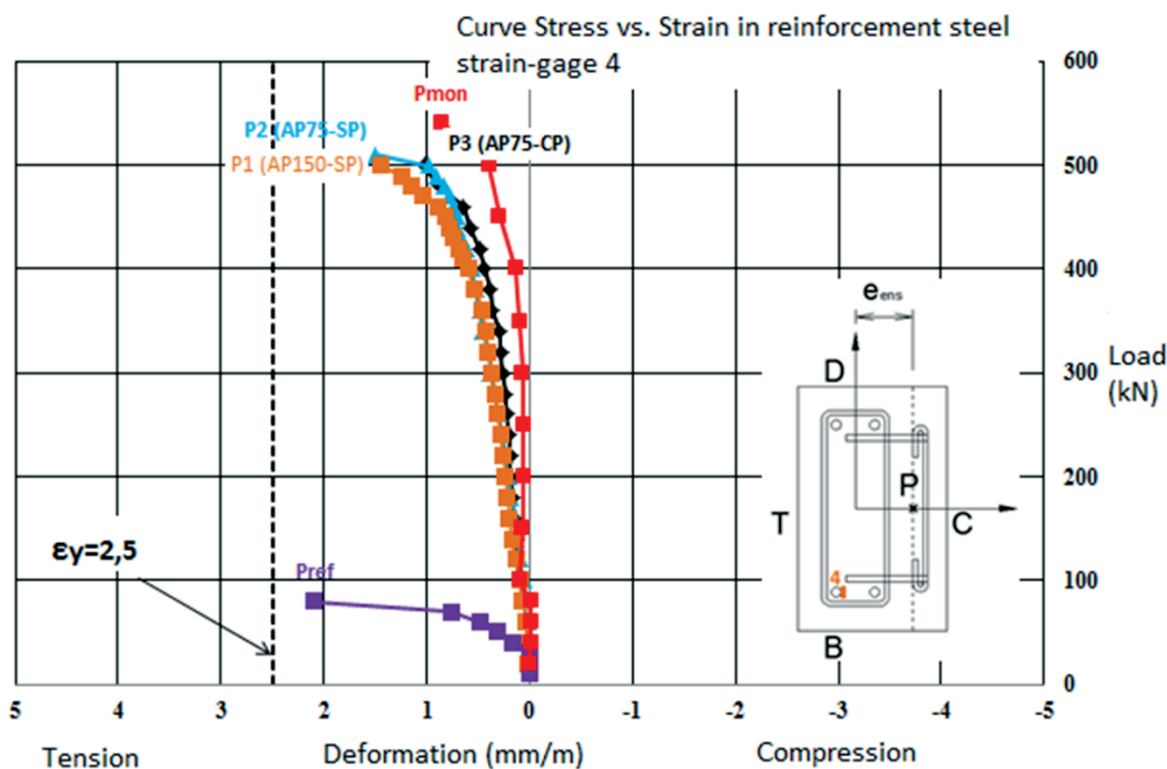
That's because one of the pillars was rupture in the upper region, one in the central region and in the region below the surface studied, occurring shortly after the peeling of the reinforcement. Before the reinforcement layer peeling, the pillars had a behavior similar to the monolithic pillar, both displacements, as shown in Figure [10], as the deformations. They showed a tendency to flow and crushing of concrete steel, Figures [11] and [12] characteristic of ductile rupture, but the enhancement of peeling caused a sharp break in the models. Since the reference columns and monolithic had a smooth breakage, featuring a relatively ductile and gradual breakage. The dial gauges were removed before the rupture of the pillars to be undamaged. After removal of the dial indicators reading the shifts in R3 clock position, continued to be made by monitoring the naked eye, through the displacement of a measuring tape with millimeter scale, properly secured to the pillar. The largest displacements

were verified by measuring tape and the dial indicator R3, positioned in the central region of the T face of the pillars. Figure [11] shows the greatest deformation of the tensioned reinforcement (face T). Figure [13] shows the deformation of the reinforcement of the reinforcement bars in the most compressed region (face C). The steel bars with a diameter of 10 mm (longitudinal reinforcement substrate) and 5 mm (reinforcing armature), were properly characterized and obtained a flow beginning of deformation (ϵ_y) 2.5 ‰ and 3.5 ‰, respectively. The limit for the crushing of the concrete was adopted as indicated in ISO 6118 [5], 3.5 ‰, considering the case of flexible pressing.

4. Conclusion

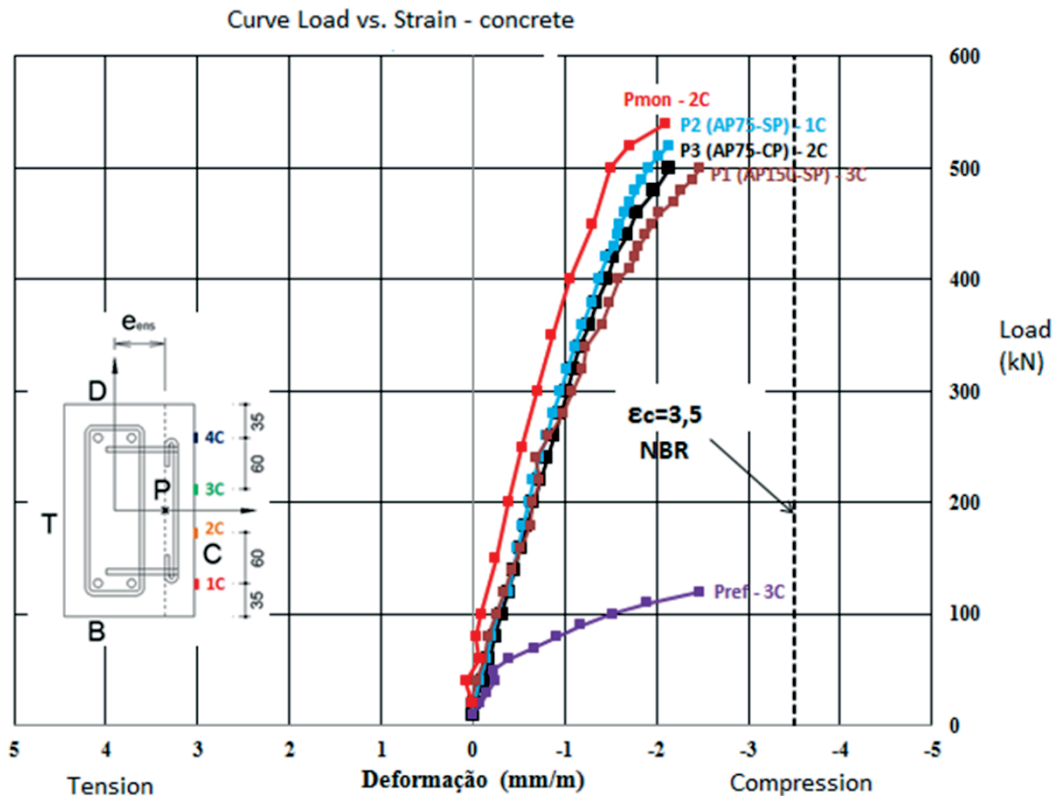
The last strength of the pillars P1, P2 and P3 were on average from

Figure 11 - Curve Load vs. Strain - Steel bar more tensile



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

Figure 12 - Curve Load vs. Strain - concrete Column, side more compressed



3.96 to 4.28 times greater than the final column of the reference power and an average 94% load monolithic pillar employee confirming the enhancement of the efficiency and highlighting possibility of using this type of reinforcement in structural rehabilitation, considering certain safety factor, in order to prevent the peeling of the reinforcement layer.

The displacements and deformations observed on the pillars P1, P2 and P3 were close to the monolithic pillar, but there was peeling of the reinforcement layer, causing a sharp break.

The variation in the spacing of the reinforcement of armor, had little influence in the breaking loads and displacements of the studied pillars. In none of the studied pillars was rupture of the anchor bolts.

So that the strengthening technique applied can be used in real situations. However, it is necessary the use of safety factors and a thorough detailed analysis of the part to be rehabilitated. And then show a proper sizing model that will avoid peeling and follow normative policies.

5. Acknowledgements

On the Coordination of Higher Education Personnel Improvement - CAPES for financial support in the form of the first author. To Redimix Concrete Brazil S.A. for the supply of materials for molding the concrete used. Mr. Divine Pedro Rocha for the transport of materials characterization. The Laboratory Carlos Campos Con-

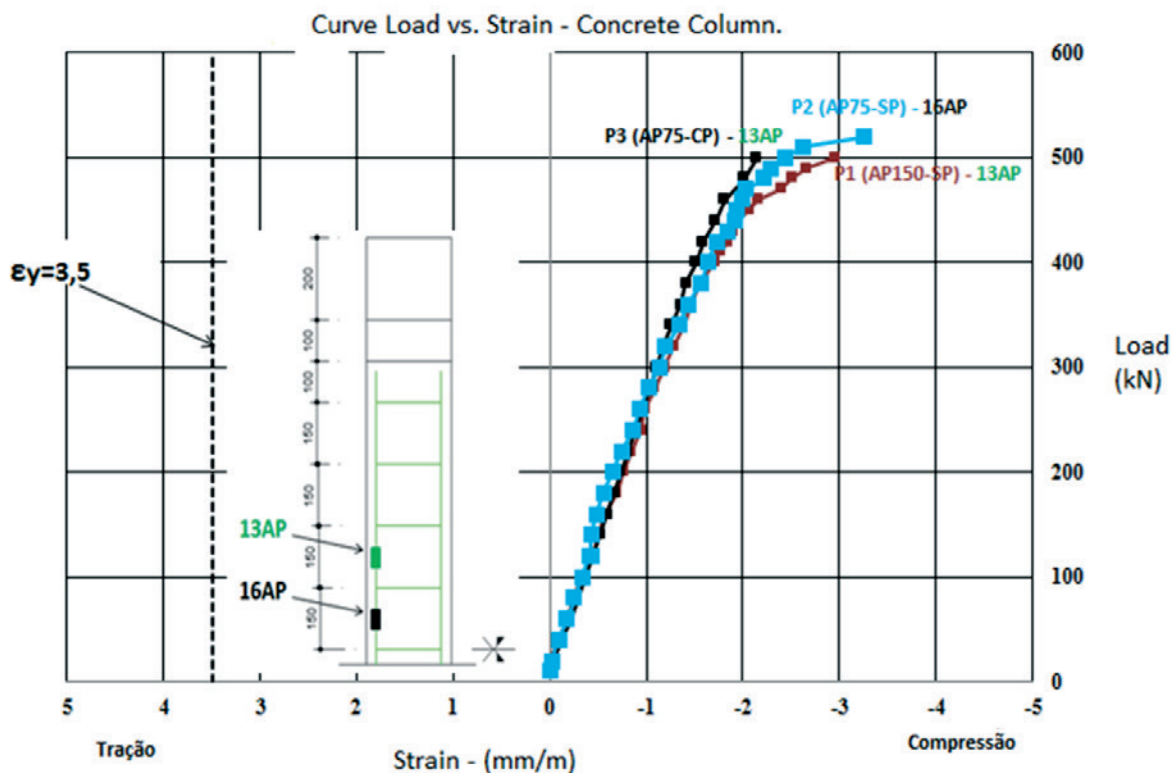
sultoria e Projetos Ltda for the characterization of materials, concrete dosing study and availability of equipment and hand labor for professional pressure washer operation. At PUC-GO by steel bars tensile testing.

6. Referências bibliográficas

- [1] SAHB, K. F. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto Adensável e Chumbadores. 224f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2008.
- [2] VIRGENS, P. J. Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto auto adensável (caa), REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, volume 8, nº 1, Goiânia, Goiás, 2014.
- [3] MARQUES, M. G. Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável. 197f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2014.
- [4] FERREIRA, D. B.. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto adensável e conectores. 199f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2014.
- [5] ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

- [6] BASTOS, P. S. d. S., Fundamentos do Concreto Armado, Bauru, São Paulo (UNESP), 2004, 107P. Notas de Aula.
- [7] OMAR, Mohamad Y.M. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto adensável (CAA). Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.
- [8] NASCIMENTO, P. P. Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto adensável e conectores. 205f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2009.
- [9] ARAÚJO, L. M. B. Análise teórica experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta. 196f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, 2004.
- [10] ADORNO, A. L. C. Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta. 399p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB, Brasília, DF, 2004.
- [11] ABNT NBR 6152: Metais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração, Rio de Janeiro, 2002.
- [12] MELO, C. E. L. Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB, Brasília, DF, 2009.
- [13] ABNT NBR 15823: Concreto auto-adensável, Rio de Janeiro, 2010.
- [14] ABNT NBR 5738: Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova, Rio de Janeiro, 2007.
- [15] ABNT NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos, Rio de Janeiro, 2007.
- [16] ABNT NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da

Figure 13 - Curve Load vs. Strain - concrete column, comparison between strain-gage 16AP and 13AP



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

resistência à tração por compressão diametral de Corpos-de-prova Cilíndricos, Rio de Janeiro, 2011.

- [17] ABNT NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, Rio de Janeiro, 2008.

Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts

Análise experimental de reforço de pilares em concreto armado, com chumbadores metálicos



A. C. MESQUITA ^a
andersonsrocha@yahoo.com.br

A. S. ROCHA ^a
andersonsrocha@yahoo.com.br

R. G. DELALIBERA ^b
delalibera@ufu.br

W. A. DA SILVA ^c
wellington_andrade@ufu.br

Abstract

This article presents a columns reinforcement experimental study, with the use of anchor steel bolts and fill with self-compacting concrete. Were tested five columns of reinforced concrete subjected to flexion-compression: two columns were used as reference, and a cross-section equal to 120 x 250 mm; with a monolithic section equal to 155 x 250 mm cross section of the same reinforced columns and three which were initially molded with a 120 x 250 mm section and subsequently received a layer of 35 mm thick self-compacting concrete in the compressed side. Despite the studs do not present break, there was peeling of the reinforcement layer. The results indicate the possibility of using this method in reinforcing structural rehabilitation of reinforced concrete columns, with increase in load capacity on average equal to 403% in relation to the column reference.

Keywords: columns, reinforcement, flexo-compression, reinforced concrete, anchor bolts.

Resumo

Este artigo apresenta um estudo experimental de reforço de pilares, com emprego de chumbadores metálicos e preenchimento com concreto autoadensável. Foram ensaiados cinco pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão: dois pilares foram usados como referência, sendo um com seção transversal igual a 120 x 250 mm; um monolítico com seção igual a 155 x 250 mm, mesma seção transversal dos pilares reforçados e três, que inicialmente foram moldados com seção de 120 x 250 mm e posteriormente receberam uma camada de 35 mm de espessura de concreto autoadensável na face comprimida. Apesar dos chumbadores não apresentarem ruptura, houve o deslocamento da camada do reforço. Os resultados obtidos indicam a possibilidade da utilização deste método de reforço na reabilitação estrutural de pilares de concreto armado, apresentando acréscimo na capacidade resistente em média igual a 403 % em relação ao pilar de referência.

Palavras-chave: pilar, reforço, flexo-compressão, concreto armado, chumbadores.

^a CMEC, UFG, SRocha Consultoria e Projetos Ltda., Goiânia, GO, Brasil;

^b Universidade Federal de Uberlândia, Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Faculdade de Engenharia Civil;

^c Universidade Federal de Goiás, Faculdades de Engenharia, Regional Catalão, Catalão, GO, Brasil.

1. Introdução

1.1 Considerações iniciais

Pilares são elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes, segundo a ABNT NBR 6118 [5]. São destinados a transmitir as ações externas às fundações, embora possam também transmitir para outros elementos de apoio, como no caso de pilares apoiados em vigas de transição. As ações atuantes nos pilares são provenientes geralmente das

vigas e lajes. Os pilares são os elementos estruturais de maior importância nas estruturas, tanto do ponto de vista da capacidade resistente dos elementos estruturais e estabilidade da edificação, quanto no aspecto de segurança. De acordo com Bastos [6], além da transmissão das cargas verticais para os elementos de fundação, os pilares fazem parte do sistema de contraventamento responsável por garantir a estabilidade global da edificação.

A Universidade Federal de Goiás (UFG), em parceria com a Universidade de Brasília (UnB), vem desenvolvendo linhas de pesquisa sobre reforço estrutural e pilares em concreto armado ini-

Figura 1 – Forma do pilar de referência

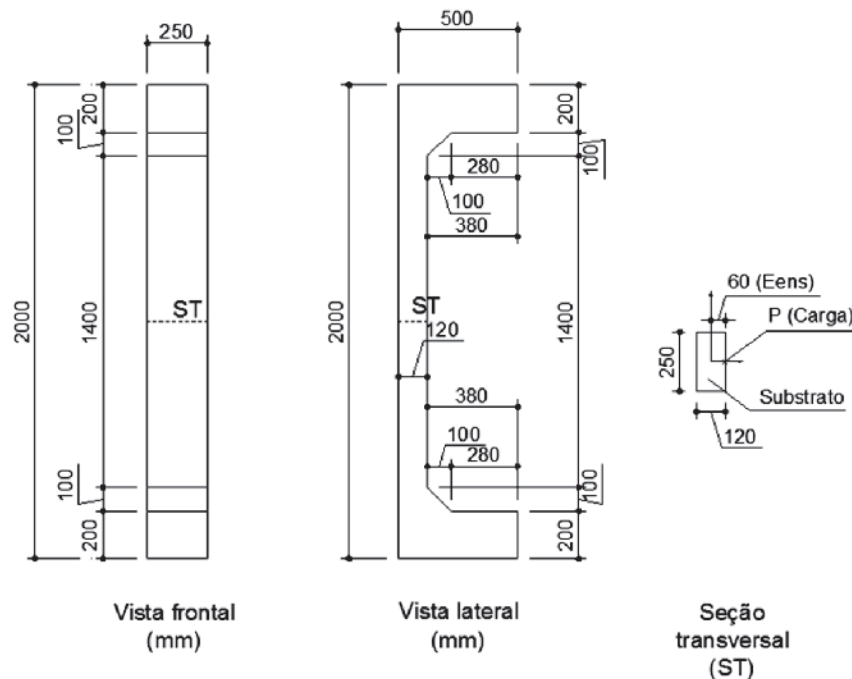


Tabela 1 – Principais características dos pilares

Principais características e nomenclaturas dos pilares ensaiados						
Nomenclatura		Seção (mm)	Nº chumbadores	e_{ens} (mm)	Ø chumb. (mm)	e_{ref} (mm)
Referência	(P_{ref})	120 x 250	-	60	-	-
Monolítico	(P_{mon})	155 x 250	-	42,5	-	-
P6-150-34-AP150-SP	(P_1)	155 x 250	34	42,5	8	35
P6-150-34-AP75-SP	(P_2)	155 x 250	34	42,5	8	35
P6-150-34-AP75-CP	(P_3)	155 x 250	34	42,5	8	35

SP - chumbadores sem porca; CP - chumbadores com porca; e_{ens} - excentricidade de aplicação de carregamento na estrutura indelocada; e_{ref} - espessura da camada de reforço

Figura 2 - Forma do pilar monolítico

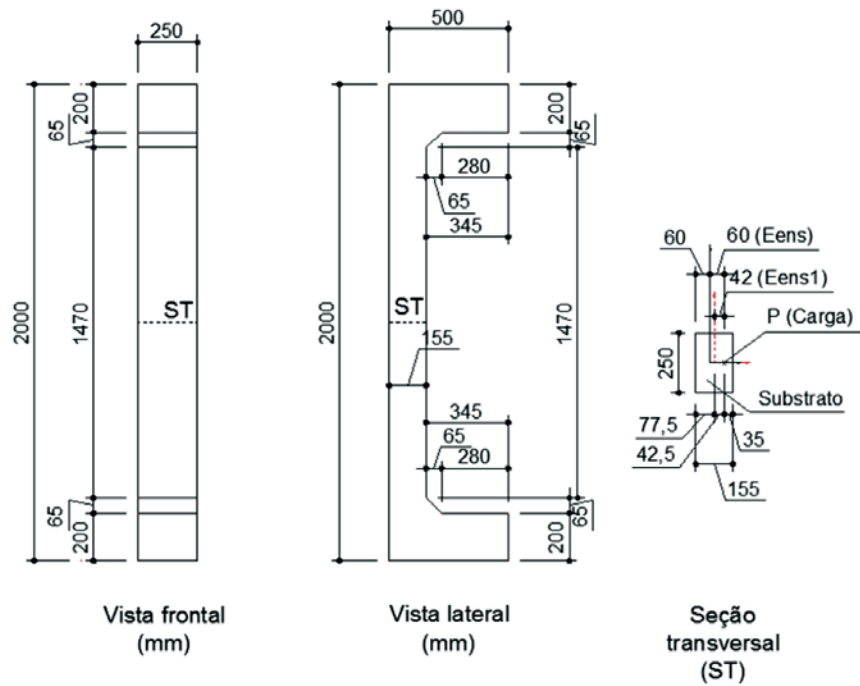
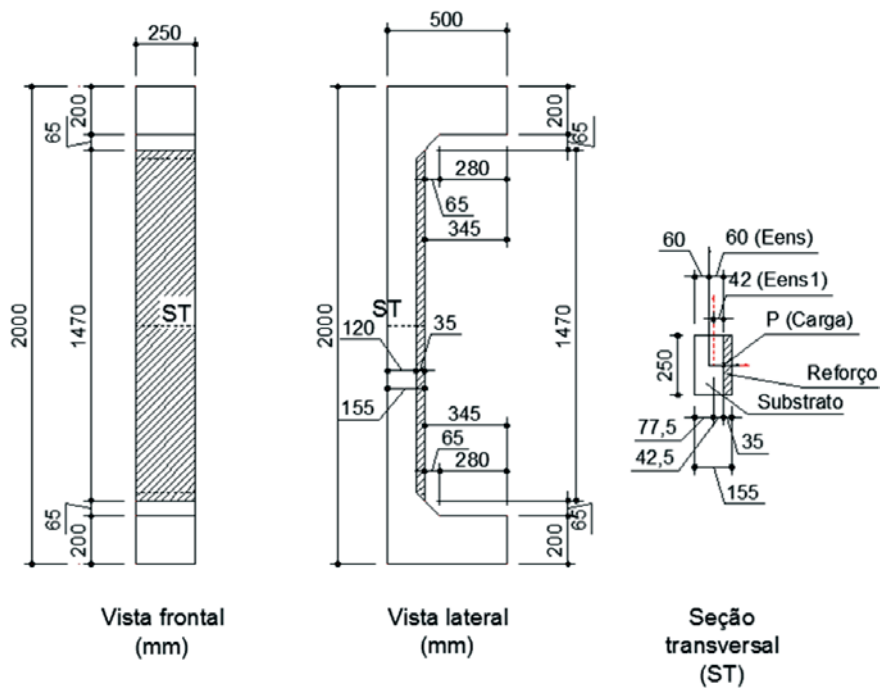


Figura 3 - Forma dos pilares reforçados P1, P2 e P3



ciada por Adorno [10] seguida por Araújo [9] Omar [7], Sahb [1], Melo [12], Nascimento [8], Marques [3], Ferreira [4] e Virgens [2].

1.2 Justificativa

A área de reabilitação estrutural vem apresentando importância cada vez maior na indústria da construção civil, levando em consideração a necessidade de redução de tempo de obra, arquiteturas mais ousadas, com grandes vãos e edificações esbeltas, entre outros motivos. A necessidade do emprego do reforço pode ser aplicada às estruturas, corrigindo problemas patológicos ou aumentando sua capacidade resistente. Entretanto, mesmo com o desenvolvimento deste ramo, os profissionais da área de reabilitação estrutural ainda contam basicamente com modelos empíricos, pois não há norma brasileira específica para análise e dimensionamento de peças reabilitadas. Sendo assim, pretende-se aprofundar o conhecimento estrutural de pilares reforçados, especificamente com chumbadores metálicos.

1.3 Objetivo

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento dos pilares reforçados após a ruptura, com intuito de verificar o deslocamento do reforço.

2. Programa experimental, materiais e métodos

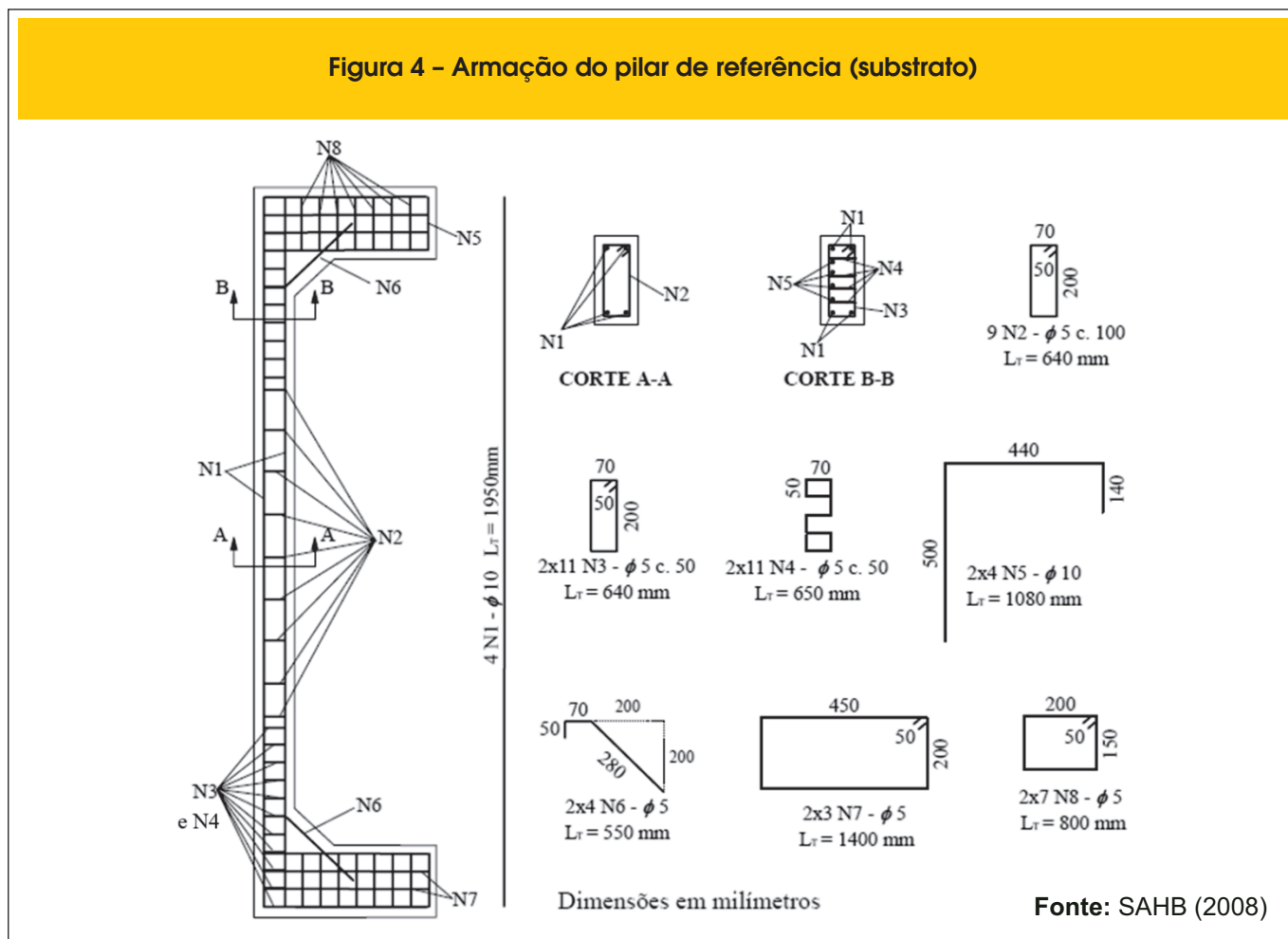
2.1 Características geométricas dos pilares

Para esta pesquisa foram construídos cinco pilares, sendo um de referência (P_{ref}), com seção transversal de 120 x 250 mm (seção original), um monolítico (P_{mon}) cuja seção transversal é a mesma dos pilares reforçados, 155 x 250 mm, porém executado em uma única moldagem e três pilares reforçados (P1, P2 e P3), conforme descrito na Tabela [1].

As características geométricas e a armadura do pilar de referência seguiram os padrões dimensionais dos pilares ensaiados por Sahb [1], conforme indicado nas Figuras [1], [2], [3] e [4]. O posicionamento e quantidade de chumbadores foram os mesmos considerados nos pilares P6-150-34 de Virgens [2], indicados nas Figuras [5], [6] e [7].

A superfície do pilar que recebeu o reforço foi preparada inicialmente recebendo uma escarificação por meio de uma hidrojateadora (hidrodemolidora) que projeta água em alta pressão (320 psi); em seguida os furos foram executados por meio de uma furadeira, controlando a profundidade dos mesmos, de forma que dentro do concreto do reforço, ficassem somente 15 mm da rosca

Figura 4 - Armadura do pilar de referência (substrato)



do conector, Figuras [5], [6] e [7]. Por meio de marcação executada na forma dos pilares antes da moldagem destes, fez-se um gabarito, para que com o mesmo fosse possível marcar os furos sem atingir algum estribo. Após limpeza da superfície e dos furos com ar comprimido, os conectores foram posicionados e posteriormente, foram instaladas as forma nas laterais procedendo-se o umedecimento da superfície. Com as etapas anteriores cumpridas, a armação do reforço foi amarrada aos conectores. A moldagem do reforço foi executada com concreto autoadensável (CAA), na espessura de 35 mm, com resistência característica de 30 MPa.

2.2 Concreto substrato

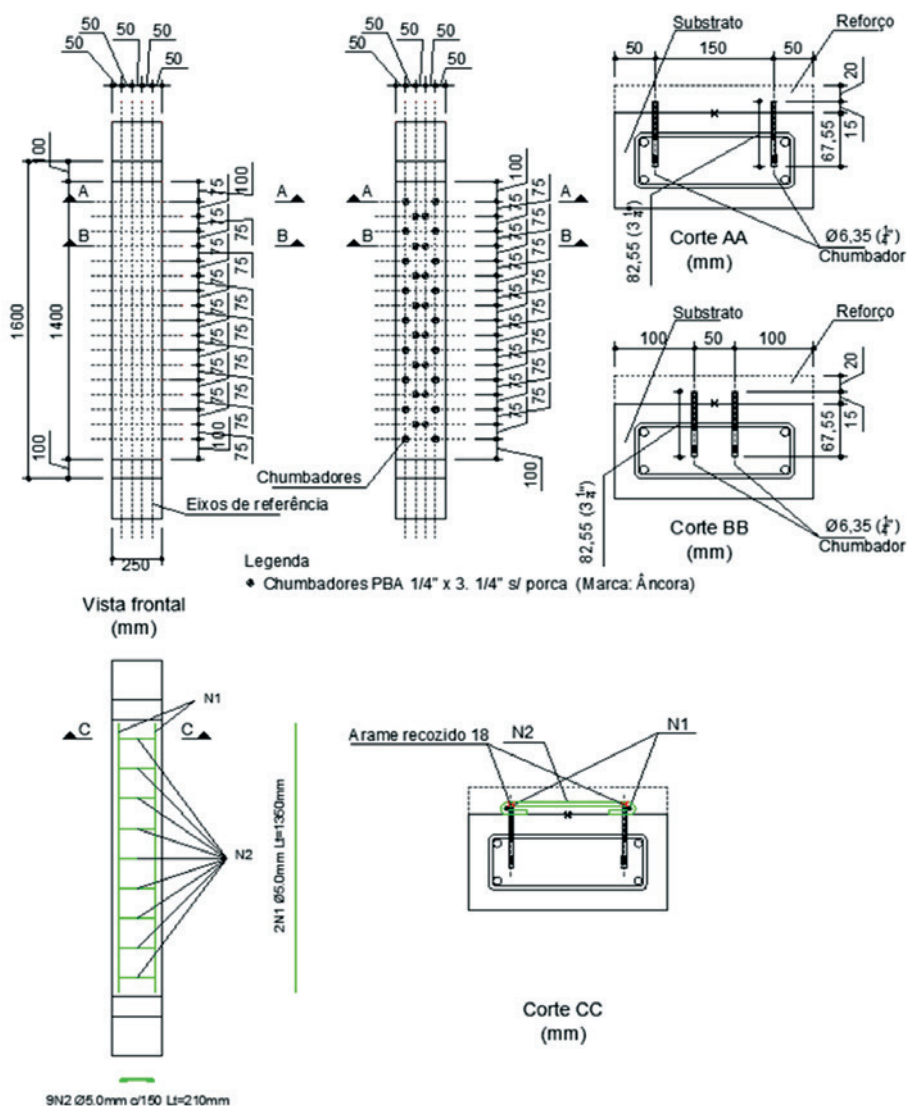
Na moldagem dos pilares a serem reforçados (substrato) foi

utilizado concreto usinado. Utilizou-se concreto auto-adensável (CAA), composto de cimento Portland (360 kg/ m³), areia natural fina (595 kg/ m³), areia natural grossa (175 kg/ m³), brita 0 (900 kgf/ m³), brita 1 (110 kg/ m³), água (180 l/ m³), aditivo polifuncional (2,7 l/ m³) e aditivos hiperplastificante (2 l/ m³), dosado para atingir uma resistência média à compressão de 30 MPa aos 28 dias.

A resistência à compressão do concreto foi obtida por meio de dois corpos de prova cilíndricos com dimensões igual a 150 mm de diâmetro e altura igual a 300 mm. Os valores da resistência à compressão do concreto na data do ensaio de cada pilar são apresentados na Tabela [2].

A resistência à tração do concreto foi determinada por meio do ensaio de dois cilindros de concreto, com as mesmas dimensões dos anteriores, utilizando-se o ensaio de compressão diametral. O

Figura 5 - Conectores e armação pilar reforçado (P1)



módulo de elasticidade longitudinal também foi obtido por meio do ensaio de dois corpos de prova cilíndricos.

Escolheu-se um concreto de 30 MPa para obter a mesma resistência adotada por Omar [7] e Sahb [1]. O concreto foi produzido em central dosadora.

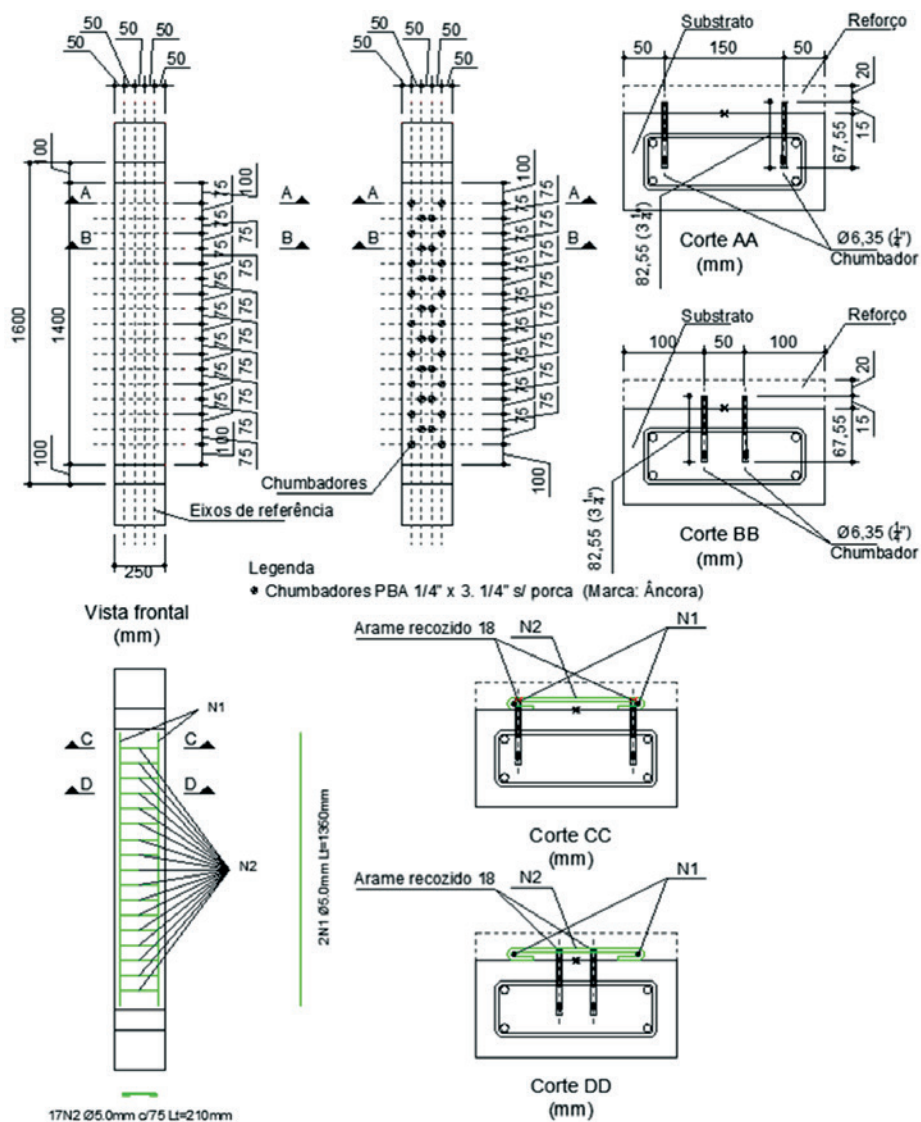
As resistências médias à compressão e à tração do concreto do substrato, na data dos ensaios, tiveram valores médios iguais a 44,2 MPa e 3,6 MPa, respectivamente, e o módulo de elasticidade longitudinal inicial foi igual à 31,4 GPa.

Para determinação das propriedades do concreto do substrato, tanto no estado fresco, quanto no endurecido, foram seguidos os procedimentos prescritos nas seguintes normas: ABNT NBR 15823 [13], ABNT NBR 5738 [14], ABNT NBR 5739 [15], ABNT NBR 7222 [16], ABNT NBR 8522 [17].

2.3 Concreto do reforço

A moldagem do reforço dos pilares também foi feita empregando-se concreto autoadensável, com intuito de obter resultados semelhantes ao concreto do substrato (resistência à compressão e módulo de elasticidade). O mesmo foi moldado no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG). Foi feito um estudo de dosagem, caracterizando os materiais e determinando o traço em massa do concreto utilizado na moldagem do reforço que foi igual a 1 : 2,05 ; 1,36 ; 1,14 ; 0,76 : 0,67 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 0, brita 1 e relação água cimento – a/c). Para atingir a fluidez e coesão necessárias, ainda foram utilizados 0,6% de aditivo polifuncional, 0,4% de aditivo superplastificante e 6% de sílica ativa, ambos em relação ao

Figura 6 – Conectores e armação pilar reforçado (P2)



consumo de cimento. Para obter as propriedades mecânicas do concreto utilizado, foram realizados os mesmos ensaios executados para o concreto do substrato.

As resistências médias à compressão e à tração do concreto do substrato, na data dos ensaios, tiveram valores médios iguais a 39,7 MPa e 3,8 MPa, respectivamente, e o módulo de elasticidade foi igual a 31,2 GPa.

2.4 Aço

Para obter as características dos aços empregados foram ensaiadas duas amostras para cada diâmetro (5,0 mm e 10,0 mm), utilizando-se o ensaio à tração simples de acordo com as orientações da ABNT NBR 6152 [11]. Foram determinadas pela média

dos resultados das amostras o valor da tensão de escoamento e o valor de cada deformação específica relativa ao escoamento das barras de aço.

As barras de aço da armadura transversal e armadura do reforço com diâmetro igual a 5 mm não apresentaram patamar de escoamento bem definido, porém foi possível observar uma mudança de direção no gráfico tensão versus deformação, destes corpos de prova, determinando assim, a tensão de escoamento e a deformação específica dos mesmos, já as barras de aço da armadura longitudinal com diâmetro igual a 10 mm tiveram o patamar de escoamento bem definido, obtendo valores de tensão de escoamento e deformação específica igual a 575 MPa e 2,50 mm/m (%) respectivamente. Para armadura de diâmetro igual a 5 mm, os resultados obtidos foram 720 MPa de

Figura 7 - Conectores e armação pilar reforçado (P3)

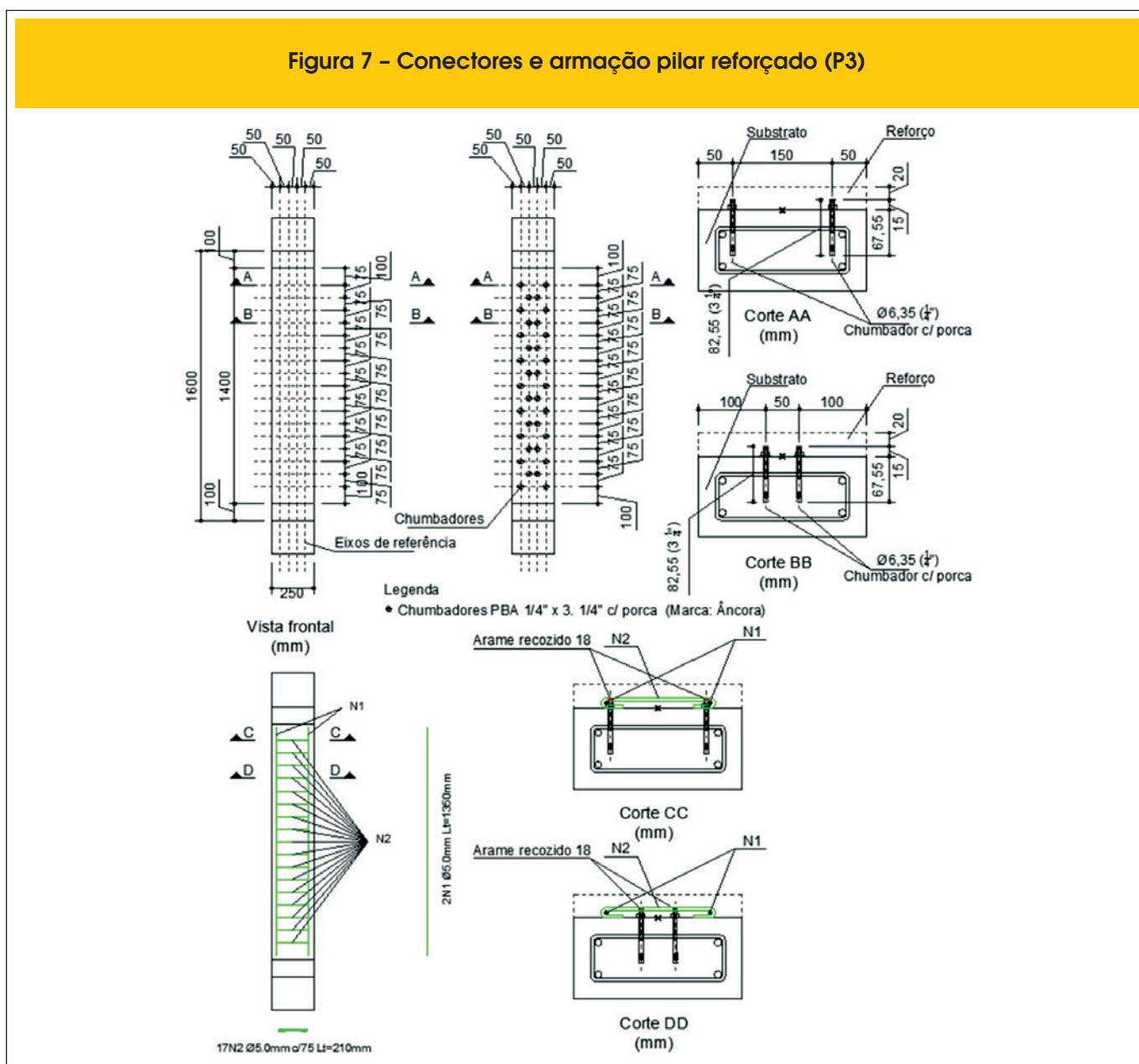


Tabela 2 - Comparativo pilares e modos de ruptura

Tabela comparativa geral													
Pilar	Idade (dias)		f_c (MPa)		$P_{ult.}$ leitura (kN)	P_u (kN)	P_u/P_{mon}	P_u/P_{ref}	Desl. R3 (mm)	Desl. régua (mm)	$\epsilon_{s,máx}/\epsilon_y$	$\epsilon_{s,máx}/\epsilon_u$	Modo de ruptura
	Sub.	Ref.	Sub.	Ref.									
P_{ref}	90	-	41,9	-	120,0	126,7	0,23	1,00	26,00	34,20	0,84	0,82	EA - EC
P_{mon}	80	-	41,3	-	540,0	542,2	1,00	4,28	18,43	19,20	0,56	0,60	EA - EC
P1	192	19	45,9	40,0	400,0	510,0	0,94	4,03	7,42	17,50	0,58	0,71	DR
P2	191	18	45,9	39,4	420,0	522,0	0,96	4,12	4,63	15,00	0,60	0,61	DR
P3	187	14	45,8	26,9	500,0	501,4	0,92	3,96	11,20	17,40	0,41	0,57	DR

Sub.: concreto do substrato (CAA); Ref.: concreto do reforço (CAA); f_c : resistência à compressão do concreto; $P_{ult.}$ leitura: carga da última leitura do equipamento de coleta de dados; P_u : carga última de ruptura; Desl. R3: deslocamento máximo lido no relógio R3; Desl. régua: deslocamento máximo lido na régua; $\epsilon_{s,máx}$: deformação máxima lida no extensômetro da barra tracionada no substrato; ϵ_y : deformação de início de escoamento obtida para aço ensaiado; ϵ_u : deformação do concreto segundo ABNT NBR 6118:2014; EA: escoamento do aço; EC: esmagamento do concreto; DR: deslocamento do reforço

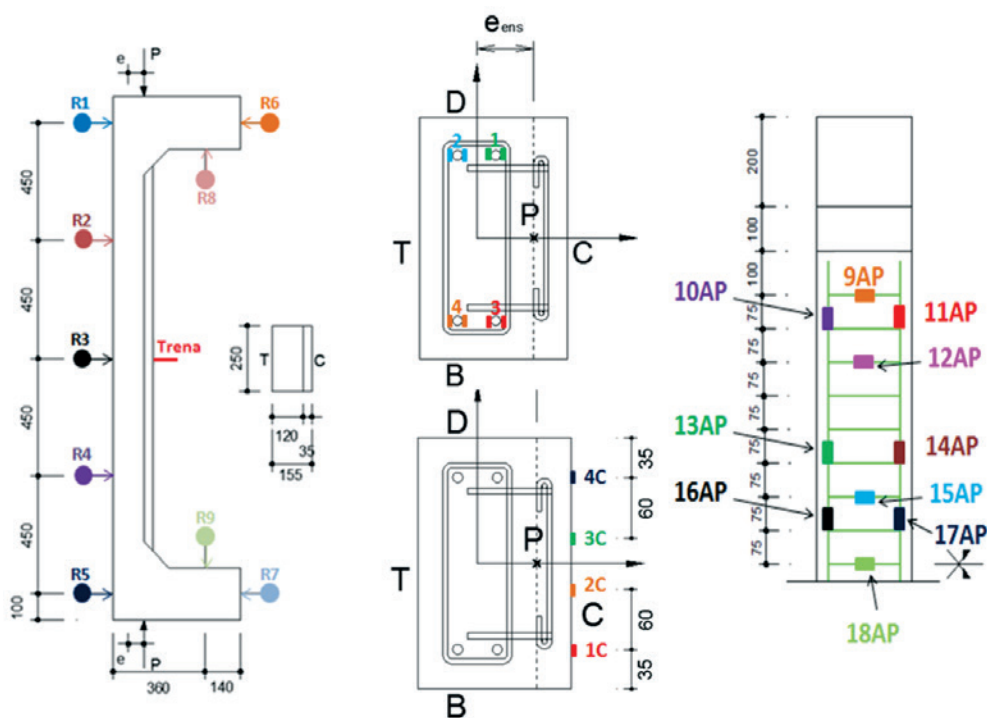
tensão de escoamento e 3,5 mm/ m (‰) de deformação específica, respectivamente.

2.5 Chumbadores metálicos

Para solidarização do concreto do reforço com o substrato, foram

utilizados parafusos chumbadores tipo PBA de 5/16" x 3 1/4" – C/P da ÂNCORA SISTEMAS DE FIXAÇÃO. Com diâmetro de 7,9 mm (5/16"), comprimento total de 82,55 mm (3 1/4"), carga de arrancamento média de 1430 kgf , considerando um furo com profundidade mínima de 40 mm e torque de aperto de 1,8 kgf.m, segundo catálogo técnico do fabricante.

Figura 8 - Instrumentação empregada nos modelos



2.6 Forma

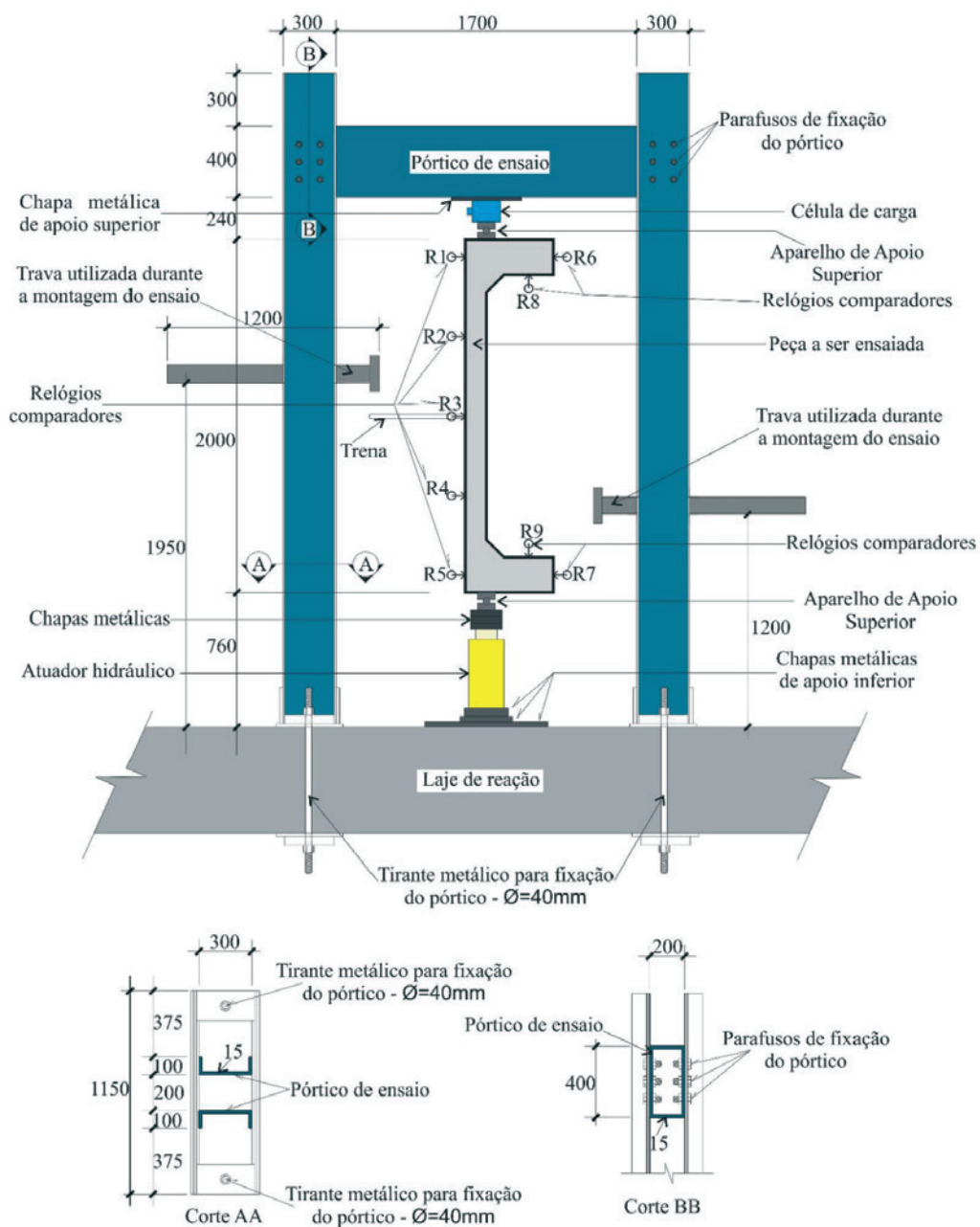
A moldagem do substrato dos pilares de referência e monolítico foi executada com emprego de formas metálicas. O cobrimento 2,5 cm da armadura foi garantido com emprego de espaçadores plásticos, devidamente posicionados na armadura. Para concretagem do reforço, utilizou-se chapas de madeira compensada plastificada, espessura de 18 mm, posicionadas

nas laterais dos pilares e fixadas por meio de grampos metálicos.

2.7 Instrumentação

Para medir as deformações das barras de aço da armadura longitudinal do substrato e da armadura do reforço, foram colados respectivamente oito e dez extensômetros elétricos de resistência (EER), do tipo PA-06-250BA-120-L, e também, quatro extensômetros na

Figura 9 – Esquema geral do ensaio e pilar preparado para ensaiar



face mais comprimida do reforço do tipo PA-06-201BA-120-L, ambos da marca EXCEL. A leitura das deformações dos extensômetros foi realizada por meio do equipamento de coleta de dados *AGILENT BenchLink Data Logger* Modelo 34970^a, Figura [8].

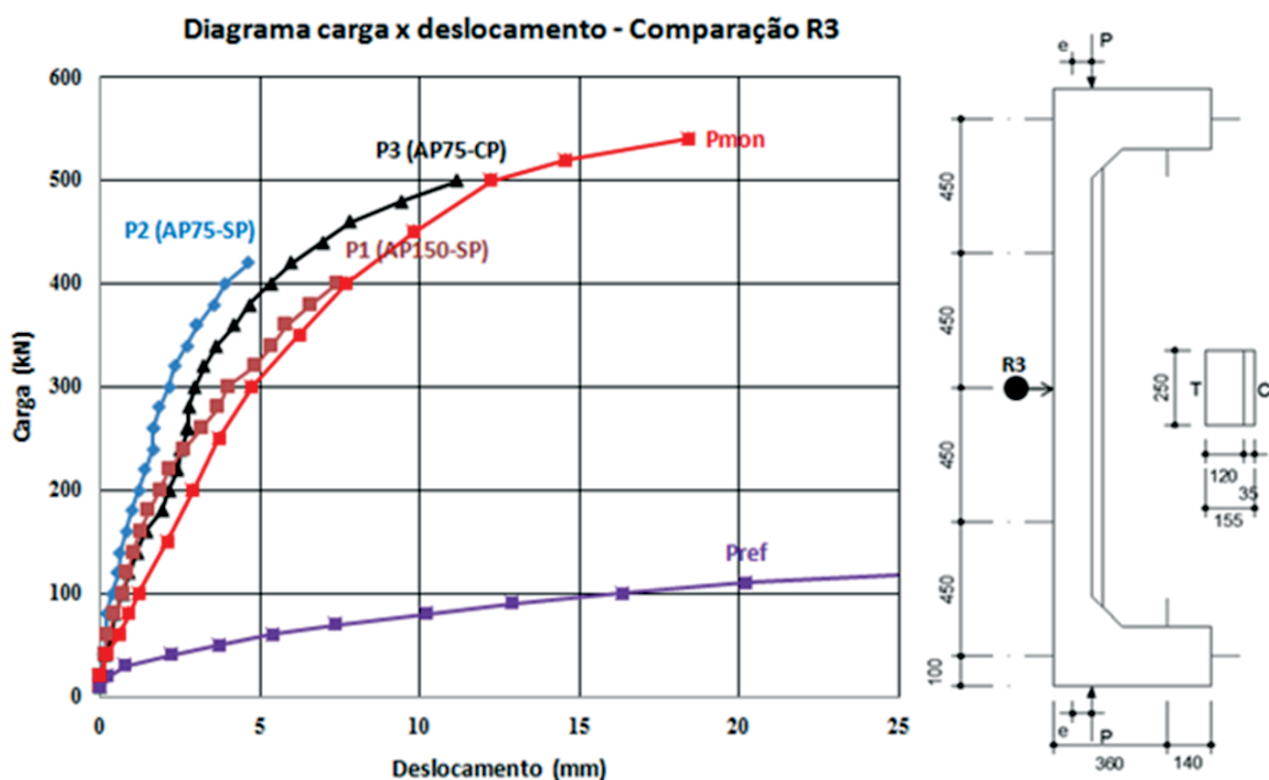
Para medição dos deslocamentos horizontais e verticais dos pilares, foram posicionados nove relógios comparadores, da marca Mitutoyo, com precisão de 0,01 mm, nomeados R1 à R9. Os relógios foram instalados com auxílio da base magnética, fixados em uma estrutura metálica de apoio e o cursor sobre chapas metálicas coladas no pilar conforme posições indicadas no projeto, Figura [8].

2.8 Análise experimental

Os pilares tinham dois metros de altura e dois consoles cuja fi-

nalidade foi permitir que a carga fosse aplicada excêntrica-mente à seção central. A seção central representa a região de interesse da análise. O reforço dos consoles serviu apenas para garantir que a ruptura ocorresse na seção central. Os ensaios foram realizados no laboratório de estruturas da Universidade Federal de Goiás. O carregamento foi aplicado por meio de um atuador hidráulico, da marca *Yellow Power*, com capacidade nominal de 1500 kN, acionado por uma bomba hidráulica manual. O atuador hidráulico foi posicionado na parte inferior do pilar. Para controle do carregamento aplicado, foi posicionada uma célula de carga com capacidade de leitura de carga de 1500 kN (marca *Kratos*) na cabeça do pilar, como apresentado na Figura [9]. O carregamento foi aplicado considerando passos de carga de 100 kN, coincidindo simultaneamente com a leitura de todos os instrumentos.

Figura 10 – Diagrama de carga versus deslocamento do relógio R3 de todos os pilares



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

3, Resultados e discussões

Todos os pilares reforçados obtiveram força última maiores que o pilar de referência (P_{ref}) e próximas da carga do pilar monolítico (P_{mon}), mas ainda sendo menores.

A carga resistente esperada dos modelos estudados, foi definida com base em análise nas diversas pesquisas semelhantes já realizadas e também em função dos resultados da análise numérica dos mesmos.

Verificou-se que a utilização da armadura do reforço pouco influenciou, no comportamento dos modelos estudados e também não impediu o deslocamento do concreto do reforço. Todos os pilares apresentaram ruptura do tipo brusca, acarretada pelo deslocamento do reforço.

A diferença da resistência à compressão entre o concreto do sub-

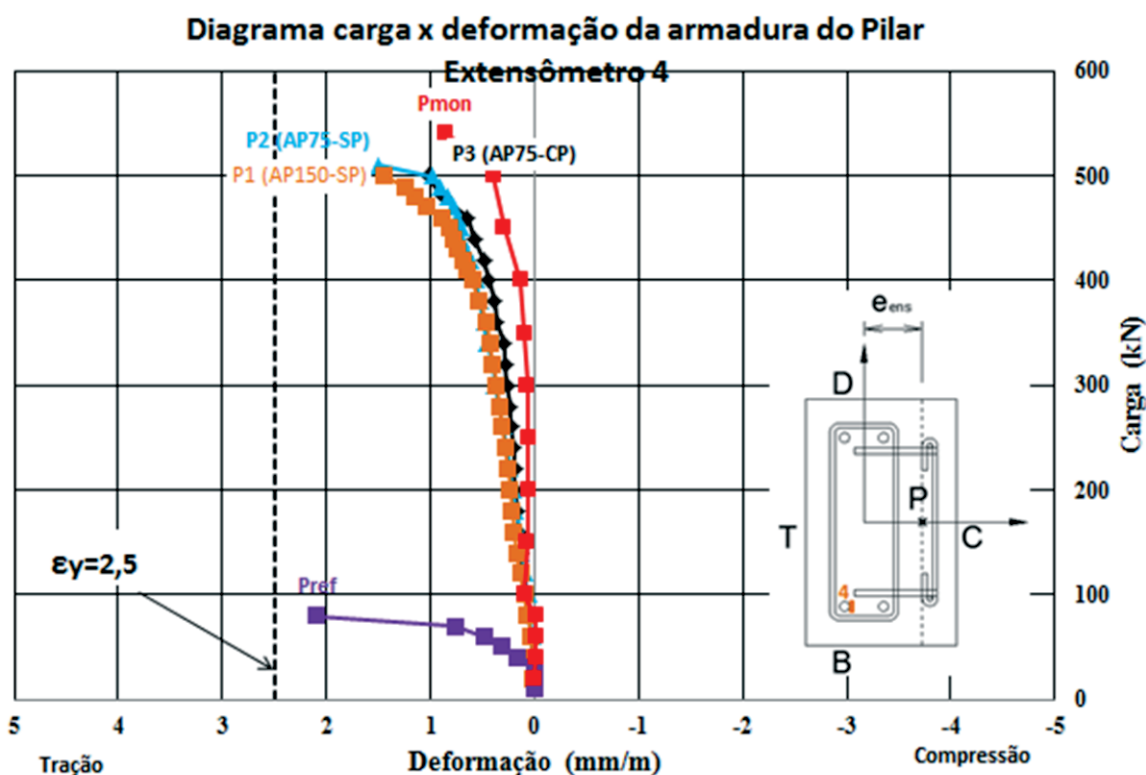
trato e o concreto do reforço, do pilar P1, foi de 5,9 MPa, do P2, 6,5 MPa e do P3, 18,9 MPa.

Os pilares reforçados apresentaram carga de ruptura superior como valores entre 3,96 a 4,28 vezes a carga do pilar de referência, como apresentado na Tabela [2]. Os pilares atingiram em média 94 % da carga do pilar monolítico.

Na Tabela [2] foi feita uma análise comparativa de todos os pilares, apresentando as características do concreto, forças últimas, maiores deslocamentos, maiores deformações e modos de ruptura.

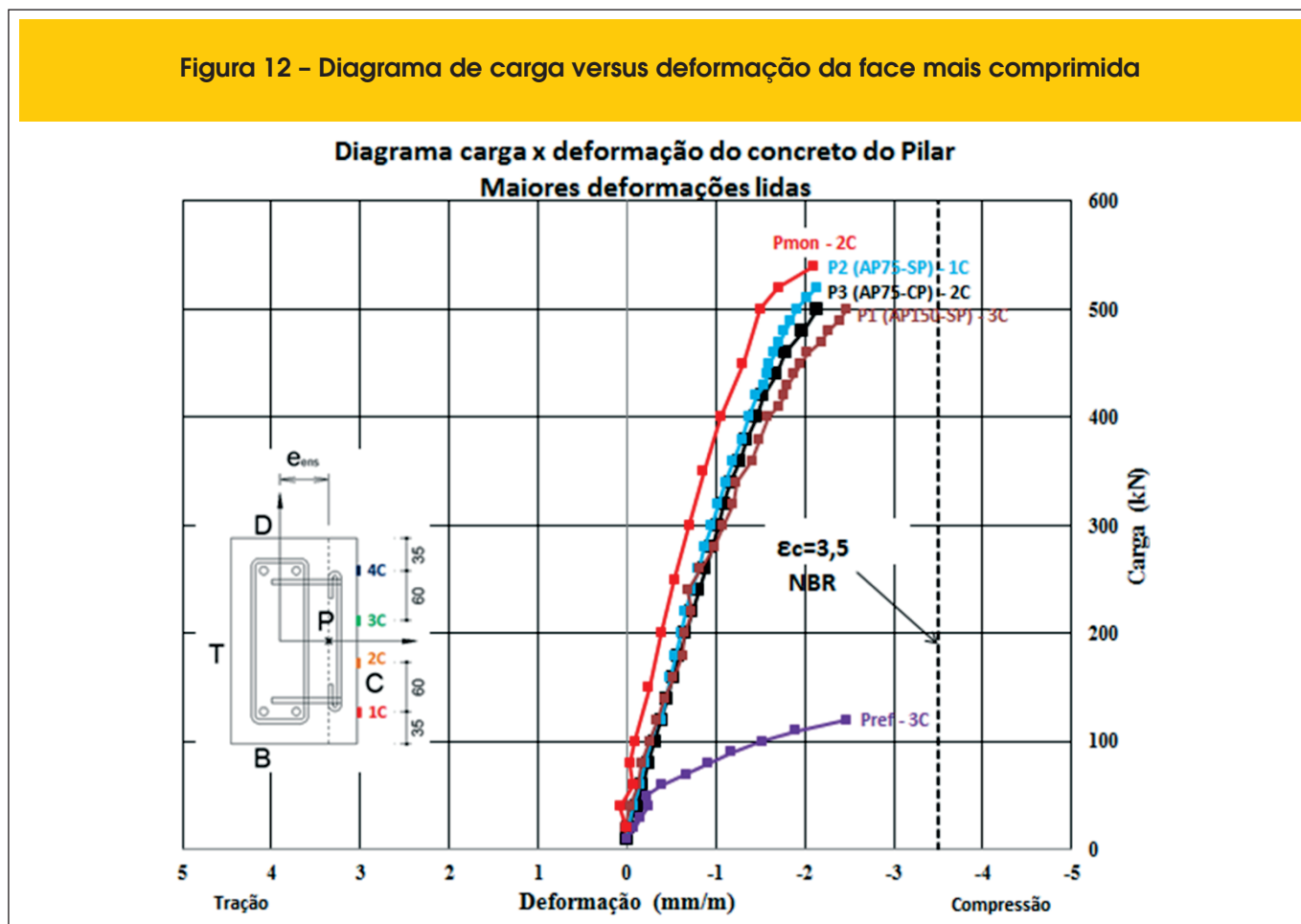
Observou-se que houve surgimento de várias fissuras nos pilares reforçados, mas não foi possível verificar uma fissura crítica que pudesse provocar a ruptura, conforme aumento da carga, pois um dos pilares apresentou ruptura na região superior, um na região central e um na região inferior da superfície estudada, ocorrendo logo após o deslocamento do reforço.

Figura 11 - Diagrama de carga versus deformação da barra mais tracionada



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

Figura 12 – Diagrama de carga versus deformação da face mais comprimida



Antes do deslocamento da camada de reforço, os pilares tiveram um comportamento semelhante ao pilar monolítico, tanto nos deslocamentos, como apresentado na Figura [10], quanto nas deformações. Os mesmos apresentaram uma tendência de escoamento do aço e esmagamento do concreto, Figuras [11] e [12], característica de ruptura dúctil, mas o deslocamento do reforço provocou uma ruptura brusca nos modelos. Já os pilares de referência e monolítico, tiveram uma ruptura mais suave, caracterizando uma ruptura relativamente dúctil e gradual.

Os relógios comparadores foram removidos antes da ruptura dos pilares para não serem danificados; após a retirada dos relógios comparadores a leitura dos deslocamentos na posição do relógio R3, continuou sendo efetuada pelo monitoramento, à olho nu, através do deslocamento de uma trena, com escala milimétrica, devidamente fixada ao pilar. Os maiores deslocamentos foram verificados pela trena e pelo relógio comparador R3, posicionados na região central da face T dos pilares.

A Figura [11] apresenta as maiores deformações das armaduras tracionadas (face T). A Figura [13] apresenta a deformação das barras da armadura do reforço, na região mais comprimida (face C). As barras de aço com diâmetro igual a 10 mm (armadura longitudinal do substrato) e 5 mm (armadura do reforço), foram devidamente caracterizadas e obtiveram uma deformação de início de escoamento (ϵ_y) de 2,5 ‰ e 3,5 ‰, respectivamente.

O limite para o esmagamento do concreto foi adotado, conforme

indicado na ABNT NBR 6118 [5], 3,5 ‰, considerando o caso de flexo-compressão.

4. Conclusões

As forças últimas dos pilares P1, P2 e P3 foram em média 3,96 a 4,28 vezes maiores que a força última do pilar de referência e em média 94% da carga do pilar monolítico, confirmando a eficiência do reforço empregado e ressaltando a possibilidade do emprego deste tipo de reforço na reabilitação estrutural, considerando certo coeficiente de segurança, com objetivo de evitar o deslocamento da camada do reforço.

Os deslocamentos e as deformações verificadas nos pilares P1, P2 e P3 foram próximos ao do pilar monolítico, mas houve deslocamento da camada do reforço, acarretando uma ruptura brusca. A variação no espaçamento da armadura do reforço, pouco influenciou, nas cargas de ruptura e nos deslocamentos dos pilares estudados.

Em nenhum dos pilares estudados ocorreu ruptura dos parafusos chumbadores.

Portanto, a técnica de reforço empregada poderá ser utilizada em situações reais, contudo, faz-se necessário a utilização de coeficientes de segurança e uma análise minuciosa dos esforços da peça à ser reabilitada, para ser apresentado um modelo de dimensionamento adequado, que evitará o deslocamento e que atenda as recomendações normativas.

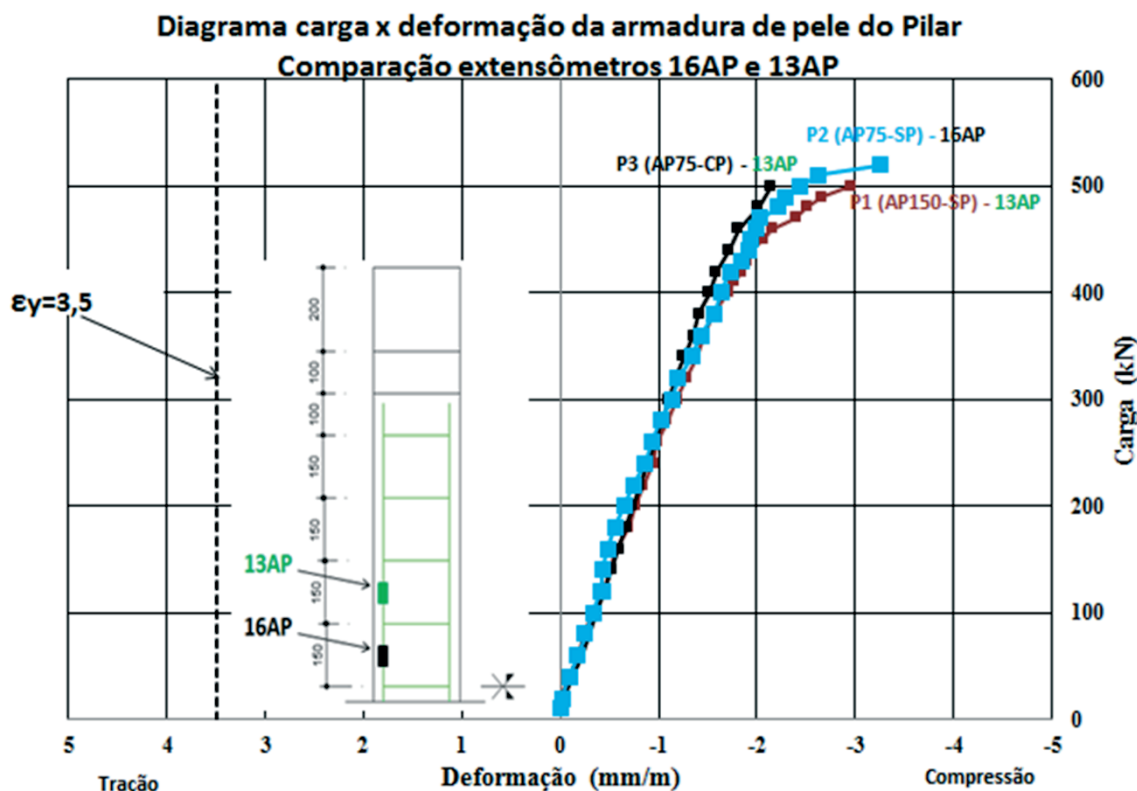
5. Agradecimentos

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES pelo apoio financeiro em forma de bolsa de mestrado ao primeiro autor. À Concreto Redimix do Brasil S.A. pelo fornecimento dos materiais para moldagem do concreto utilizado. Ao Sr. Divino Pedro Rocha pelo transporte dos materiais para caracterização. Ao Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda pela caracterização dos materiais, o estudo de dosagem do concreto e disponibilização do equipamento e mão-de-obra para operação da hidrodemolidora. À PUC-GO pelos ensaios de tração das barras de aço.

6. Referências bibliográficas

- [1] SAHB, K. F. P. Análise Experimental de Pilares de Concreto Armado Submetidos à Flexo-Compressão, Reforçados com Concreto Auto-Adensável e Chumbadores. 224f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2008.
- [2] VIRGENS, P. J. Análise experimental de pilares de concreto armado, com carga excêntrica, reforçados com chumbadores e concreto autoadensável (caa), REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, volume 8, nº 1, Goiânia, Goiás, 2014.
- [3] MARQUES, M. G. Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável. 197f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2014.

Figura 13 - Diagrama de carga versus deformação da “armadura de pele”



	P1	P2	P3	Pref	Pmon
Pu (kN)	510	522	501,4	126,7	542,2
Pret,rel (kN)	400	420	500	120	540
e (mm)	42,5	42,5	42,5	60	42,5
fc sub. (MPa)	45,9	45,9	45,8	41,9	41,3
fc ref. (MPa)	40	39,4	26,9	-	-

- [4] FERREIRA, D. B.. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto adensável e conectores. 199f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2014.
- [5] ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] BASTOS, P. S. d. S., Fundamentos do Concreto Armado, Bauru, São Paulo (UNESP), 2004, 107P. Notas de Aula.
- [7] OMAR, Mohamad Y.M. Análise experimental de pilares de concreto armado reforçados com concreto auto-adensável (CAA). Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006.
- [8] NASCIMENTO, P. P. Análise experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão, reforçados com concreto auto-adensável e conectores. 205f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, Goiás, 2009.
- [9] ARAÚJO, L. M. B. Análise teórico experimental de pilares de concreto armado submetidos à flexão normal composta. 196f. Dissertação (Mestrado), UFG, Goiânia, 2004.
- [10] ADORNO, A. L. C. Análise Teórica e Experimental de Pilares em Concreto Simples e Armado sob Flexo-Compressão Reta. 399p. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB, Brasília, DF, 2004.
- [11] ABNT NBR 6152: Metais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração, Rio de Janeiro, 2002.
- [12] MELO, C. E. L. Análise Experimental e Numérica de Pilares Birrotulados de Concreto Armado Submetidos a Flexo-Compressão Normal. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental/UnB, Brasília, DF, 2009.
- [13] ABNT NBR 15823: Concreto auto-adensável, Rio de Janeiro, 2010.
- [14] ABNT NBR 5738: Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos-de-prova, Rio de Janeiro, 2007.
- [15] ABNT NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos, Rio de Janeiro, 2007.
- [16] ABNT NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de Corpos-de-prova Cilíndricos, Rio de Janeiro, 2011.
- [17] ABNT NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, Rio de Janeiro, 2008.

Volume 9, Number 5

October 2016

ISSN: 1983-4195

Contents

Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads

L. O. CASTRO, R. C. S. S. ALVARENGA, R. M. SILVA and J. C. L. RIBEIRO

643

Safety variability assessment of reinforced concrete beams subjected to bending moment considering the NBR 6118:2014 safety partial factors

C. G. NOGUEIRA and M. D. T. PINTO

682

Behavior predictions of deep beams with short straight bar anchorages using strut-and-tie models and nonlinear analysis

R. A. SOUZA and S. BREÑA

710

A survey of the mechanical properties of concrete for structural purposes prepared on construction sites

R. R. J. RIBEIRO, H. J. F. DIÓGENES, M. V. NÓBREGA and A. L. H. C. EL DEBS

722

The bond stress x slipping relationship

M. T. G. BARBOSA and E. S. SÁNCHEZ FILHO

745

Mortar modified with sulfonated polystyrene produced from waste plastic cups

L. A. C. MOTTA, J. G. VIEIRA, T. H. OMENA, F. A. C. FARIA, G. RODRIGUES FILHO and R. M. N. ASSUNÇÃO

754

Influence of the cable's layout on the shearing resistance of prestressed concrete beams

O. A. SOUZA JUNIOR and D. R. C. OLIVEIRA

765

Experimental analysis of reinforcing columns of reinforced concrete, with anchor steel bolts

A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA

796