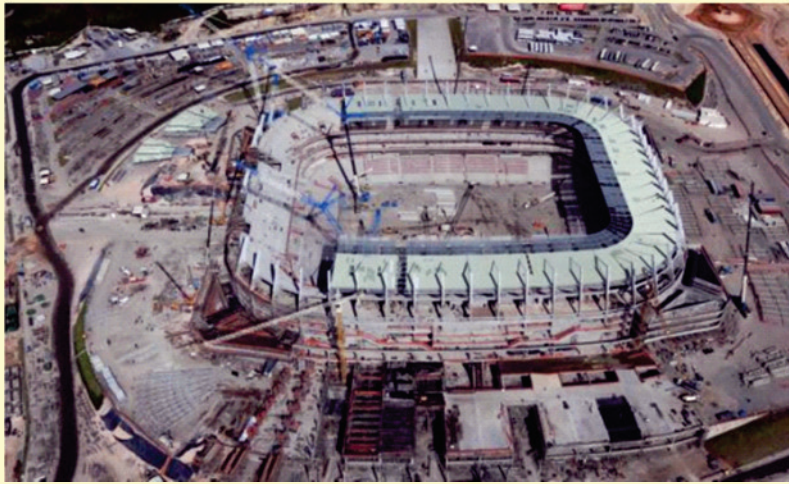




Volume 7, Number 2

April, 2014

ISSN 1983-4195



Contents

Fire design of composite ribbed slabs

I. PIERIN and V. P. SILVA

Comparative analysis of solutions in shallow foundations or in pile foundations for an industrial machine

L. P. MACABÚ, S. H. C. SANTOS and S. S. LIMA

Interlocking concrete blocks produced with sinter feed tailings

A. V. COSTA, A. G. GUMIERI and P. R. G. BRANDÃO

Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations

R. C. PAVAN, M. F. COSTELLA and G. GUARNIERI

Vibrations due to walking and aerobics activities: a theoretical verification

L. A. PRETTI, W. G. FERREIRA and F. A. G. CALENZANI

Adherence comparison of concrete with unprotected steel and hot galvanized steel

B.F. TUTIKIAN, T. HILGERT and J.J. HOWLAND

Editorial Board

- Américo Campos Filho
(Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa
(Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)
- Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Antonio Carlos R. Laranjeiras
(ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil)
- Bernardo Horowitz
(UFPE, Recife, PE, Brazil)
- Denise C. C. Dal Molin
(Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Emil de Souza Sánchez Filho
(UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Geraldo Cechella Isaia
(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)
- Rafael Giuliano Pileggi
(USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Romilde Almeida de Oliveira
(Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho
(Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes
(UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt
(Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Túlio Nogueira Bittencourt
(Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Vladimir Antonio Paulon
(UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

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

The second issue of the Volume 7 of the IBRACON Structures and Materials Journal is now released. This issue brings an article on fire design of composite ribbed slabs, a topic not covered by the Brazilian standards in fire. The second article presents comparative analysis of solutions in shallow foundations or in pile foundations for an industrial machine subject to vibrations, discussing the relevance of the dynamic analysis. Another article addresses the technical feasibility and ecological advantage of using sinter feed tailings from iron ore mining as an aggregate in the production of concrete, initially to manufacture precast concrete pavers, but with the possibility of extending its use to other applications. The fourth article approaches the soil-structure interaction in the three-dimensional analysis of frame structures. The fifth article examines the structural design aspects related to the vibrations on floors of urban buildings, induced by the human activities that can motivate some discomfort for their users. The last article addresses the use of galvanization on hot technology for rebars, using a zinc thickness supposed to be consumed before the steel enter in action, comparing with the use of rebars without zinc, aiming at an increase of the service life of reinforced concrete structures.

We congratulate the authors and acknowledge the important work developed by the reviewers.

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

Editors

O segundo número do Volume 7 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais está sendo publicado. Este número traz um artigo sobre o projeto de lajes nervuradas para assegurar as funções corta fogo e de estabilidade estrutural, um tópico não coberto pelas normas brasileiras para situação de incêndio. O segundo artigo apresenta uma análise comparativa de soluções em fundações diretas ou sobre estacas para um equipamento industrial sujeito a vibrações, discutindo a relevância da análise dinâmica. Outro artigo aborda a viabilidade técnica e vantagem ecológica do uso de rejeitos sinter feed de minério de ferro como um agregado na produção de concreto, inicialmente para a fabricação de elementos de concreto pré-moldado para pavimentação, mas com a possibilidade de estender seu uso a outras aplicações. O quarto artigo aborda a interação solo-estrutura na análise tridimensional de estruturas reticuladas sobre fundações rasas. O quinto artigo examina os aspectos de projetos estruturais relacionados com as vibrações em pisos de edifícios urbanos, induzidas pelas atividades humanas que possam motivar algum desconforto a seus usuários. O último artigo aborda o uso de galvanização a quente para vergalhões, com uma espessura de zinco que é consumida antes de o aço entrar em reação, em comparação com o uso de vergalhões sem zinco, visando a um aumento da vida útil das estruturas de concreto armado.

Parabenizamos os autores e reconhecemos o importante trabalho desenvolvido pelos avaliadores.

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

Editores



**Ibracon Structures
and Materials Journal**

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Cover: ARENA PERNAMBUCO, RECIFE

Courtesy: ODEBRECHT



**Volume 7, Number 2
April 2014
ISSN: 1983-4195**

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Fire design of composite ribbed slabs

I. PIERIN and V. P. SILVA

178

***Comparative analysis of solutions in shallow foundations
or in pile foundations for an industrial machine***

L. P. MACABÚ, S. H. C. SANTOS and S. S. LIMA

208

***Interlocking concrete blocks produced with sinter feed
tailings***

A. V. COSTA, A. G. GUMIERI and P. R. G. BRANDÃO

228

***Soil-structure interaction for frame structures on shallow
foundations***

R. C. PAVAN, M. F. COSTELLA and G. GUARNIERI

260

***Vibrations due to walking and aerobics activities:
a theoretical verification***

L. A. PRETTI, W. G. FERREIRA and F. A. G. CALENZANI

286

***Adherence comparison of concrete with unprotected steel
and hot galvanized steel***

B.F. TUTIKIAN, T. HILGERT and J.J. HOWLAND

313

Cover design & Layout:

Ellementto-Arte

www.ellementto-arte.com

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.

Diretoria

Diretoria Biênio 2013/2015

Diretor Presidente

Túlio Nogueira Bittencourt

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos
José Tadeu Balbo
Selmo Chapira Kuperman

Diretor 1º Vice-Presidente

Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente

Nelson Covas

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Carlos José Massucato

Diretor de Marketing

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Diretor de Eventos

Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Diretor Técnico

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais

Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Paulo Helene

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Diretor de Cursos

Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra

Roseni Cezimbra

Conselho Diretor Biênio 2013/2015

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

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

Conselheiros Permanentes

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

Fire design of composite ribbed slabs

Projeto de lajes mistas nervuradas de concreto em incêndio



I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

Abstract

The Brazilian standards of structures in fire prescribe minimum dimensions for the ribbed slabs to ensure fire resistance. However, a new composite ribbed slab is not covered by any of the Brazilian standards in fire. The objective of this work is to present unpublished results from numerical and thermal analyses for this type of slab. Ribbed slabs filled with cell concrete blocks, ceramic bricks and EPS supported by cementitious board were studied. The constructive element is considered as thermal insulation if it has the capacity to prevent the occurrence, on the face non exposed to fire, temperature increments greater than 140 °C on the average or greater than 180 °C at any point. The support function was determined limiting the temperature of the beams and slabs rebars to 500 °C. The analyses were carried out with the ATERM and Super Tempcalc, software for two-dimensional thermal analysis by means of the finite element method. As a result, tables will be presented that link the fire resistance required time to slab dimensions and position of rebar. Prior to use in designing these results must be confirmed by experimental analysis, which is already being provided.

Keywords: fire, thermal analysis, ribbed slabs, waffled slabs, composite slabs.

Resumo

As normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio fornecem dimensões mínimas para as lajes nervuradas para assegurar as funções corta fogo e de estabilidade estrutural. Porém, uma nova laje mista nervurada lançada no mercado brasileiro não é coberta por qualquer das normas brasileiras para a situação de incêndio. O objetivo deste trabalho é apresentar resultados inéditos, frutos de análises numéricas térmicas e estruturais para esse tipo de laje. Foram estudadas lajes com preenchimento de bloco de concreto celular, lajota cerâmica e EPS suportado por placa cimentícia. O sistema construtivo é considerado como isolante térmico se possuir a capacidade de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores que 140 °C na média dos pontos de medida ou maiores que 180 °C em qualquer ponto de medida. A função estrutural foi determinada admitindo a limitação da temperatura das armaduras de vigas e lajes em 500 °C. As análises foram realizadas com auxílio dos programas ATERM e Super Tempcalc, programas computacionais para análise térmica bidimensional de transferência de calor, por meio do método dos elementos finitos. Como resultado, serão apresentadas tabelas que correlacionarão o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) às dimensões da laje e posição das armaduras. Antes do uso em projeto, esses resultados deverão ser confirmados por análise experimental.

Palavras-chave: incêndio, análise térmica, laje nervurada, laje mista.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

1. Introduction

ABNT NBR 14323:2013 Brazilian standard [1] presents recommendations for steel and concrete composite slabs in a fire situation. ABNT NBR 6118:2007 [2] defines the ribbed slabs and prescribes minimum dimensions for the rib section to waive the verification of flange bending. ABNT NBR 15200:2012 [3] provides minimum dimensions, by means of tables, to ensure fire resistance.

A new kind of steel and concrete composite slab has been released in the market. It is a ribbed slab, manufactured by Tuper, the steel formwork (Figure 1) of which is placed at the base of the rib (Figure 2), working as a formwork and a bottom reinforcement.

Due to the characteristics of this ribbed composite slab, none of the aforementioned standards covers its design in fire situation.

This work aims to investigate the behavior of these ribbed slabs at high temperatures, in order to analyze their thermal insulation, according to the procedure recommended by ABNT NBR 5628:2001 [4] and a fire resistance, based on the 500 °C limit temperature in the reinforcement [5], [6].

The slabs under study are filled with either ceramic tiles (Figure 3), cellular concrete blocks (Figure 4) or EPS on cementitious plates (Figure 5). This study assumes the perfect contact between the filler and the rib wall; hence, all the results should be experimentally confirmed. The advantage of performing a numerical analysis is that the behavior of a large number of alternatives can be previously foreseen, lowering the waste with experimental tests.

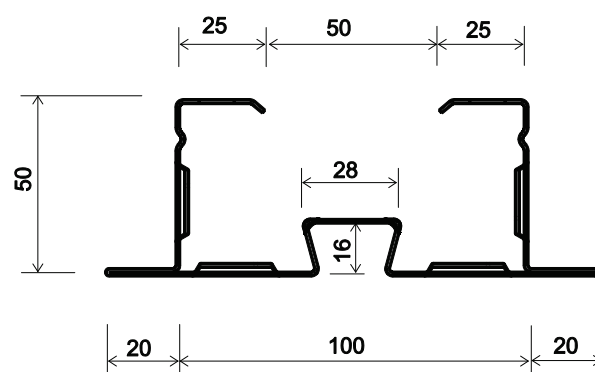
2. Parameters adopted for the thermal analysis of slabs

2.1 Thermal action

The fire model used in the analysis was the standard fire (ISO-fire) (Equation 1)). According to [4] and [7], the coefficient of heat transfer by convection, α_c , was taken equal to 25 W/m² °C on the faces heated directly by the fire and the resulting emissivity ϵ_{res} , 0.7.

On the face not exposed to direct heat, a combination of convection and radiation was made, simulated by $\alpha_c = 9$ W/m² °C. In Equation 1, $\theta_{g, is}$ the gas temperature expressed in degrees Celsius (°C), $\theta_{o, is}$ the room temperature equal to 20 °C and t is time in min.

Figure 1 – Steel reinforcement (dimensions in mm)



$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

2.2 Properties of materials

2.2.1 Concrete

In the thermal analysis of structures, knowledge of thermal properties such as density, thermal conductivity and specific heat is needed. These values vary with temperature and, for concrete, the formulation presented in ABNT NBR 15200:2012 [3] was adopted, and the density at room temperature was equal to 2400 kg/m³, as recommended by ABNT NBR 6118: 2007 [2]. The humidity adopted was equal to 1.5% by weight.

Figure 2 – Ribbed slab with steel reinforcement

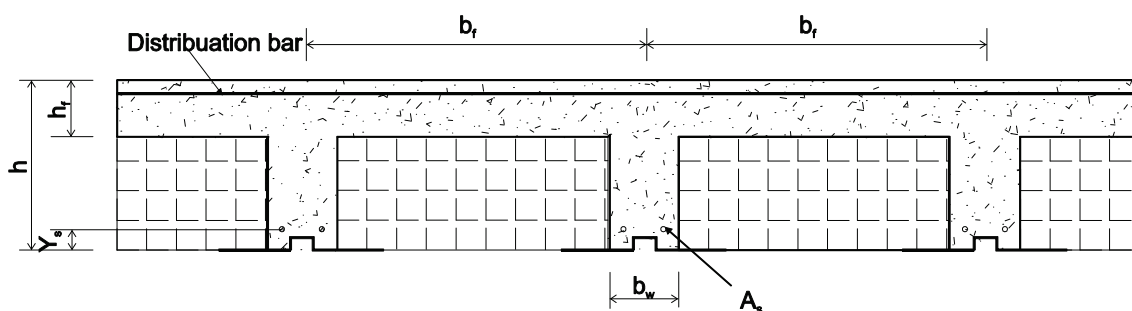
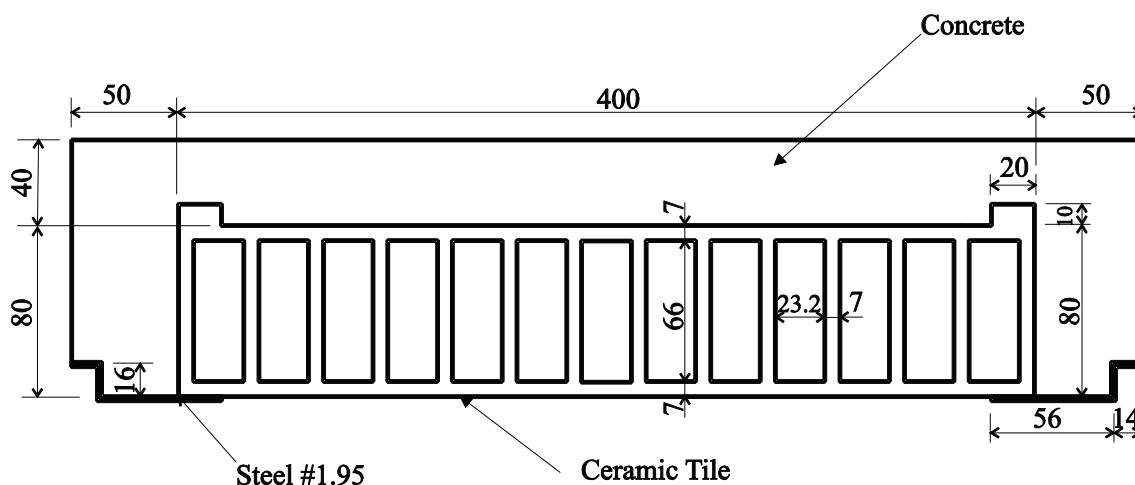


Figure 3 – Model with ceramic tile (dimensions in mm)



2.2.2 Steel

Properties were adopted as recommended by ABNT NBR 14323:2013 [1] and also presented in [6].

2.2.3 Ceramic tile

For ceramic tiles, there is no consensus on the values to be adopted for the properties needed for thermal analysis. Table 1 shows the values of the thermal properties taken from the literature. Where no tests are available, ABNT NBR 15220-2:2005 [8] indicates the properties of

the ceramic tiles at room temperature, also shown in Table 1.

The thermal conductivity of the regular concrete decreases with temperature; thus, if it is supposed that the same occurs with the ceramic tile, the conductivity value at room temperature can be considered in favor of safety. Therefore, the highest thermal conductivity (1.05 W/m °C) and the lowest capacitance (density × specific heat = 1000 kg/m³ × 835 J/kg °C= 835000 J/m³ °C) will be used.

2.2.4 Cellular concrete block

Also, for cellular concrete blocks, there is no consensus on the

Figure 4 – Model with cellular concrete (dimensions in mm)

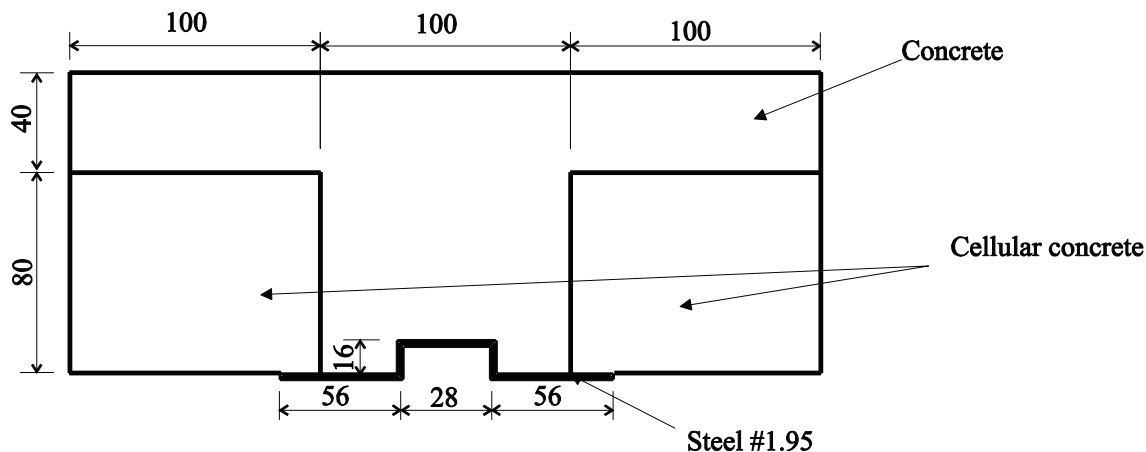
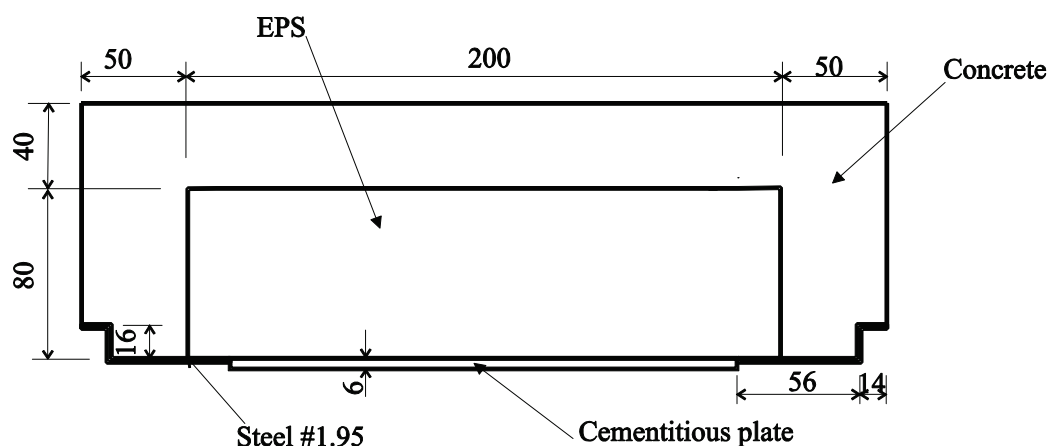


Figure 5 - Model with EPS/cement plate (dimensions in mm)



values to be adopted for their properties in thermal analysis. Table 2 shows the physical and thermal properties provided by some manufacturers and by the literature.

The thermal conductivity of the regular concrete decreases with temperature; hence, if it is supposed that the same occurs with the cellular concrete, the conductivity value at room temperature can be considered in favor of safety. Therefore, the highest thermal conductivity ($0.3 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$) and the lowest capacitance (density \times specific heat = $300 \text{ kg/m}^3 \times 850 \text{ J/kg } ^\circ\text{C} = 255000 \text{ J/m}^3 ^\circ\text{C}$) will be used.

2.2.5 Cementitious plate

After extensive research on the physical and thermal properties of cement plates, few results were found, with great variability between them, as shown in Table 3.

Due to the high deviation of values, a study was carried out to verify the influence of the thermal properties on the slab temperature field.

According to the thermal properties presented in this item, seven simulations were performed, in which the properties of the cementitious plates were varied, as shown in Table 4. In the sixth

Table 1 - Properties of ceramic tiles at room temperature

Source	Density (kg/m^3)	Conductivity ($\text{W/m}^\circ\text{C}$)	Specific heat (J/kg K)
CADORIN (9)	1600	0.7	840
INCROPERA; DEWITT (10)	1920	0.72	835
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	1000 – 2000	0.70 – 1.05	920

Table 2 - Properties of cellular concrete blocks at room temperature according to manufacturers

Manufacturer	Density (kg/m^3)	Conductivity ($\text{W/m}^\circ\text{C}$)	Specific heat ($\text{J/kg } ^\circ\text{C}$)
SIPOREX (11)	300 – 650	0.12 – 0.15	1000 – 1100
CONSTRUPOR (12)	400 – 800	0.28	1008
SICAL (13)	430 – 500	0.097	–
BARREIRA e FREITAS (14)	525	0.30	1050
GAWIN et al (15)	400 – 600	0.115 – 0.162	850
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	400 – 500	0.17	1000

Table 3 – Thermal properties of cement plates at room temperature, according to manufacturers and Brazilian standard

Manufacturer	Density (kg/m ³)	Conductivity (W/m°C)	Specific heat (J/kg °C)
DUROCK – KNAUF (16)	1200	2.22	–
BRASILIT (17)	1700	0.35	–
ETERNIT (18)	1700	0.48	–
AQUAPANEL – KNAUF (16)	1150	0.35	–
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	1400 – 2200	0.65 – 0.95	840

Table 4 – Thermal properties of the cementitious plate analyzed

Simulation	Density (kg/m ³)	Conductivity (W/m°C)	Specific heat (J/kg K)
1	1200	2.22	840
2	1700	0.35	840
3	1700	0.48	840
4	1150	0.35	840
5	1400	0.95	840
6	Concrete properties – see 2.2.1.		
7	Absence of cementitious plate		

simulation, thermal properties of concrete were adopted for the cementitious plate. In the seventh simulation, the presence of the cementitious plate was disregarded, i.e., the side faces of the rib and the lower face of the flange were directly exposed to fire.

To check the influence of the physical and thermal properties on the slab temperature field, the temperature variation was analyzed at three points, as shown in Figure 6: point A – rib upper left corner,

point B – midpoint of the upper concrete face (flange) and point C – steel plate.

By means of Super Tempcalc thermal analysis software [19], the graphs showing the temperature variation versus fire exposure time for points A, B and C were plotted. See Figures 7 and 8.

As can be seen in Figures 7 and 8, the protection provided by the cementitious plate is, despite its small thickness, not negligible when

Figure 6 – Checking points for the analysis

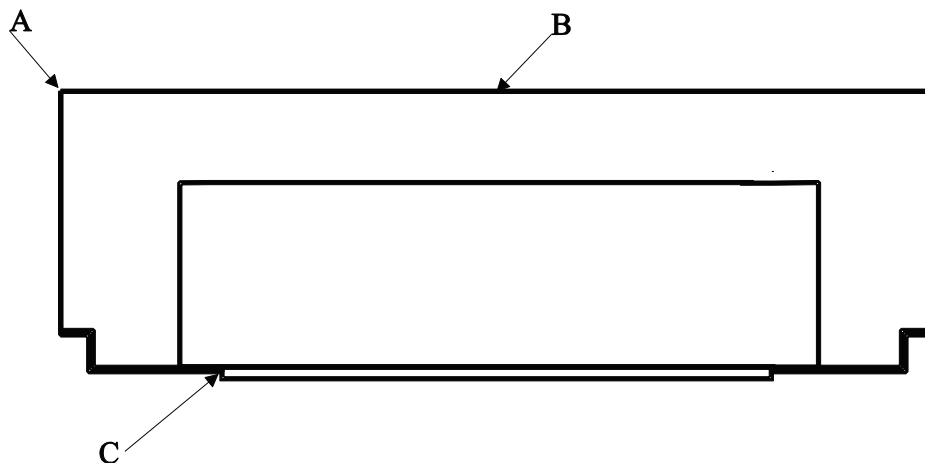


Figure 7 - Point A temperature variation

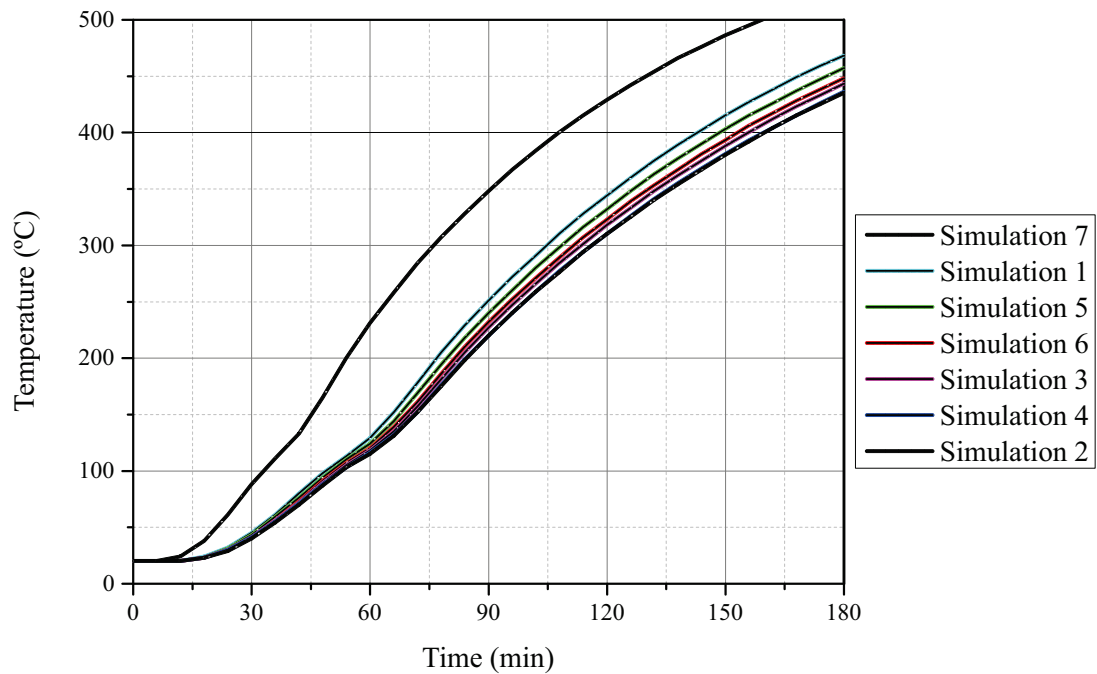


Figure 8 - Point B temperature variation

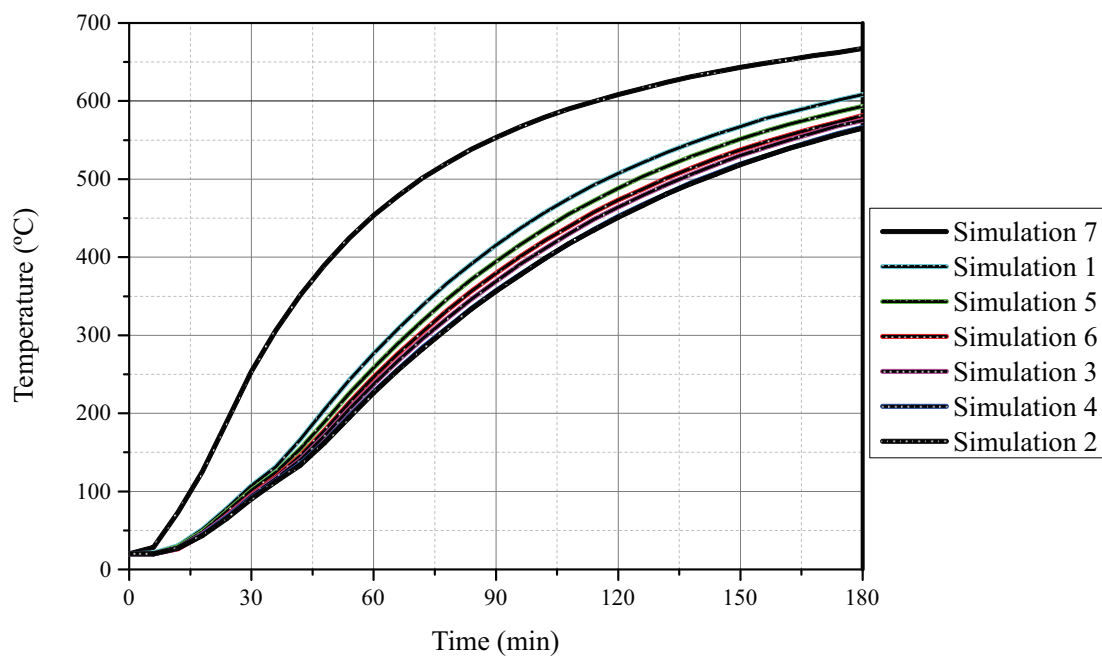
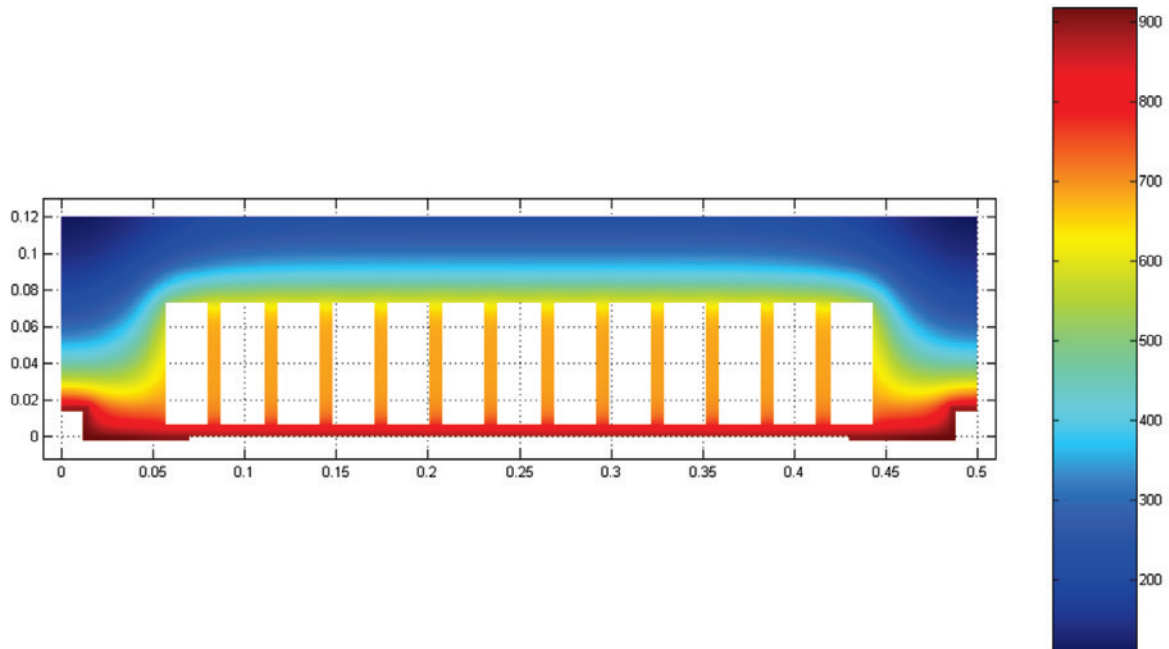


Figure 9 – Temperatures field after 60 minutes of fire



compared to simulation # 7 (no cementitious plate). On the other hand, the physical-thermal properties, simulations # 1 to 6, do not profoundly affect the results. For this being a numeric study and the wide variability found in the values of the plate properties, we decided to admit the properties of simulation # 1 in favor of safety.

3. Analyses of slabs with ceramic tile

3.1 Type 12-4 slab

Making use of Super Tempcalc thermal analysis software [19], the thermal behavior of a ribbed concrete slab filled with ceramic tile was analyzed. Initially, the following were considered (see Figure 3): thickness of the flange equal to 4 cm, rib height from the flange equal to 8 cm, rib width equal to 10 cm, 8.0 cm high ceramic tile and 1.95 mm thick metal joist. The holes of the ceramic tile were supposed to be filled with air. The temperature fields were analyzed for 30, 60, 90, 120, 150 and 180 minutes of exposure to standard fire. As an example, Figures 9 and 10 show

Figure 10 – Isotherms after 60 minutes of fire

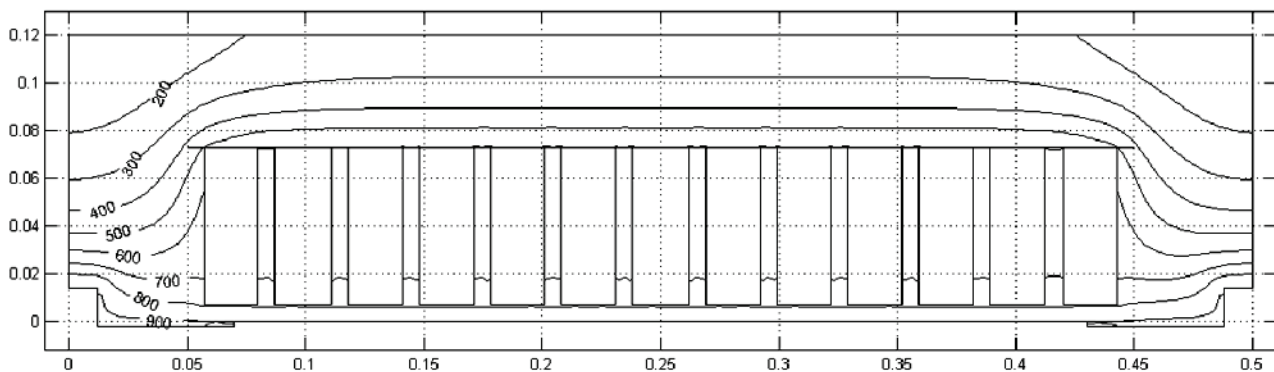


Table 5 – Maximum and average temperatures on slab upper face with flange between 4 and 6 cm

Time (min)	4 cm flange		5 cm flange		6 cm flange	
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)
30	92	78.9	64	56.0	46	41.1
60	238	206.7	171	150.3	126	113.3
90	365	327.8	288	257.2	226	200.3
120	454	417.3	374	342.6	307	280.1
150	517	481.7	439	407.6	370	343.0
180	560	528.1	487	457.0	419	392.9

the thermal field and isotherms, respectively, for 60 minutes.

3.2 Other flange or flange+lining thicknesses

In order to evaluate the thermal insulation provided by the ceramic tile, the concrete flange thickness was varied from 4 to 8 cm. Since the thermal and physical properties of cement and sand mortar are similar to those of concrete, the thickness of the flange used in computer models may be substituted, in practice, by the actual

flange thickness plus one layer of cement and sand mortar. The rib height with no flange was maintained equal to 8 cm. The maximum and average temperatures obtained on the slab upper surface for 4, 5, 6, 7 and 8 cm flange thicknesses are presented in Tables 5 and 6. Table 7 was constructed from Tables 5 and 6 associating the flange thickness to the time of fire resistance for thermal insulation. Table 8 presents the distances between the lower face of the rib and the lowest (d_1) and the highest (d_2) points of the isotherm of 500 °C and the minimum distance between the isotherm of 500 °C and the top of the steel recess (d_3), as shown in Figure 11.

Table 6 – Maximum and average temperatures on slab's upper face with 7 and 8 cm flange

Time (min)	7 cm flange		8 cm flange	
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)
30	35	32.0	28	26.4
60	101	90.1	79	70.5
90	173	154.3	134	122.1
120	251	227.0	203	182.2
150	312	287.5	261	239.8
180	360	336.3	308	287.1

Table 7 – Fire resistance values for thermal insulation

Flange thickness + cement and sand mortar (cm)	Fire resistance Thermal insulation (min)
4	49
5	62
6	76
7	92
8	108

Table 8 – Distances from 500 °C isotherm

Time (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1.6	2.4	0.9
60	3.6	3.6	2.2
90	5.1	5.1	3.7

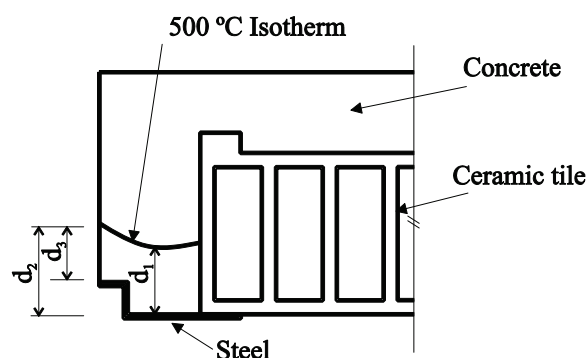
Figure 11 – Composite slab. checked distances included

Table 9 – Minimum c_1 for type 12-4 ribbed slab

Time (min)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)
30	2.5	2.5
60	3.5	5.0
90	5.0	5.0

For fire resistance higher than 120 minutes, the 500 °C isotherm crosses the flange. The reinforcement should be placed in the flange and in the middle of the rib, which is not feasible. From the analyses performed, Table 9 is proposed. Values were rounded in view of the difficulty of attaining millimeter precision in the construction work. It is observed that the values of c_1 in Table 9 are considered high. However, for structural purposes, they can be compensated by increasing the rib height. This will in no way affect the results found herein.

4. Analyses of slab with cellular concrete blocks

Figure 12 – Field of temperatures after 60 min

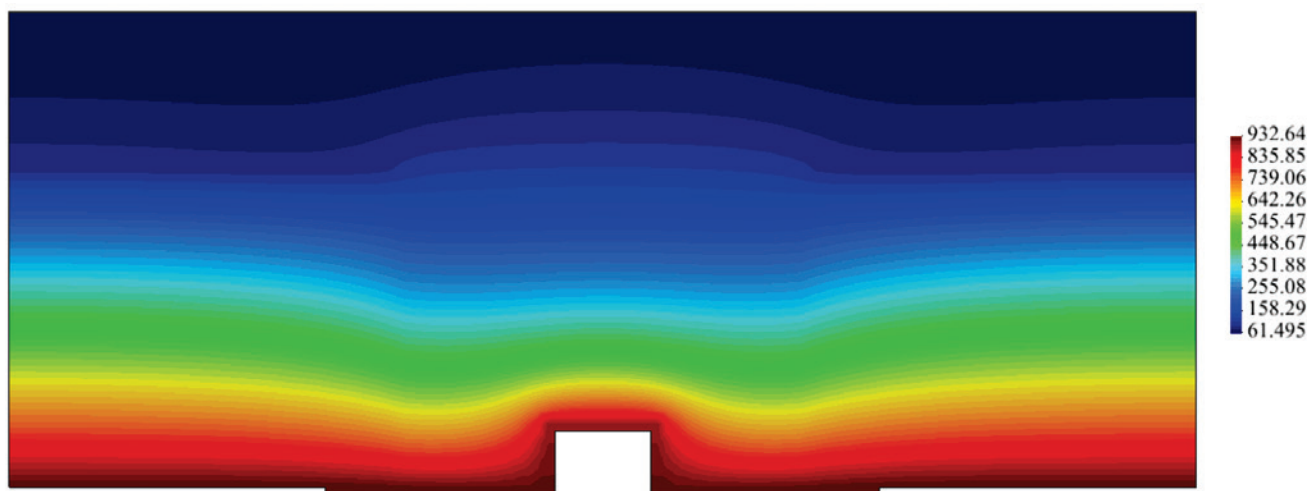


Figure 13 – 60-minute Isotherms

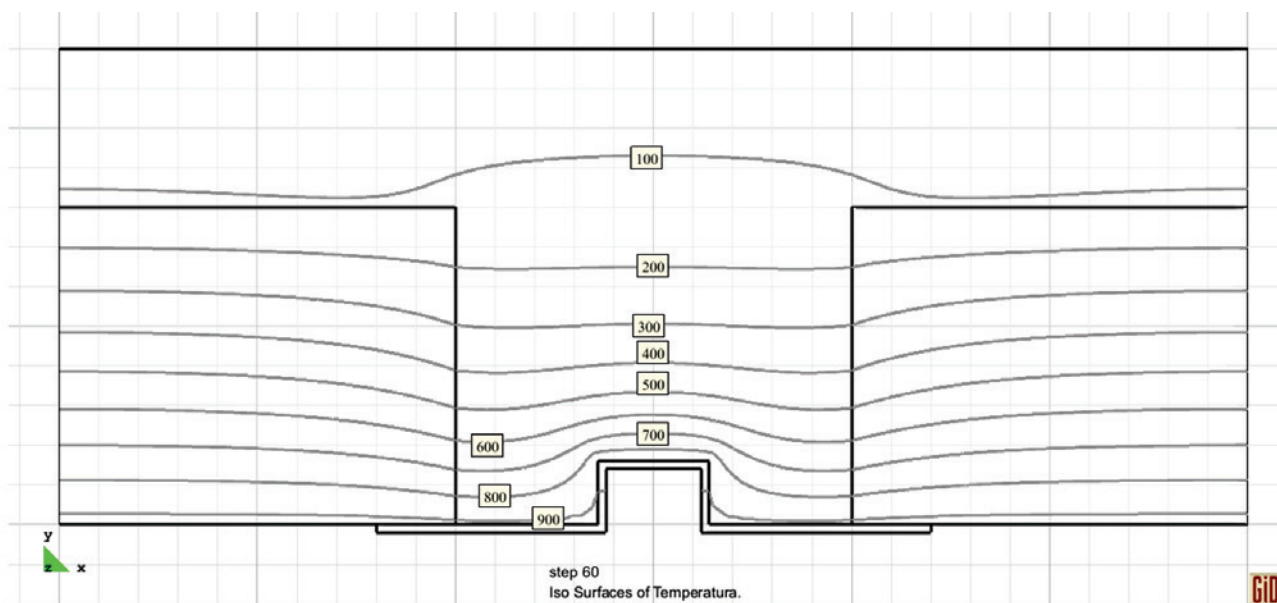
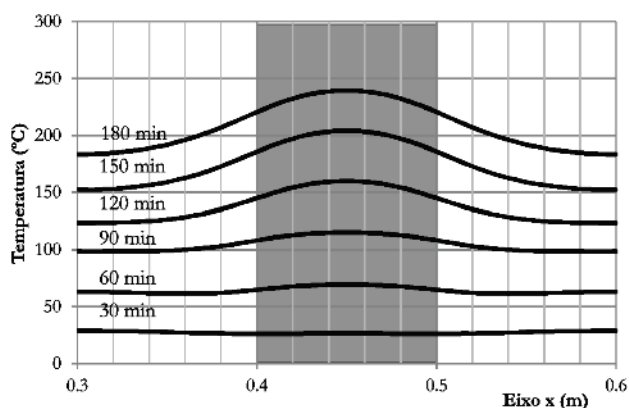


Table 10 – Temperatures on the upper face for 4, 5 and 6 cm flanges

Time (min)	4 cm flange			5 cm flange			6 cm flange		
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib
30	28.9	27.2	26.3	24.9	23.9	23.3	22.6	22.0	21.6
60	69.5	64.2	67.8	54.5	51.2	53.3	43.6	41.7	41.7
90	115.2	104.7	112.7	96.0	87.0	93.7	78.4	71.8	76.7
120	159.9	137.5	154.4	129.5	115.6	125.9	109.8	99.6	107.4
150	204.1	174.0	197.3	166.7	144.1	161.3	137.3	122.2	133.6
180	239.5	207.6	232.5	201.2	174.5	195.3	167.5	147.1	162.9

Figure 14 – Temperatures along the upper face of a slab with 8 cm block and 4 cm flange



4.1 Type 12-4 slab

The analysis of the thermal behavior of ribbed concrete slab filled with cellular concrete blocks was performed. Initially, the following

Table 11 – Distances from 500 °C isotherm

Time (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1.4	2.4	0.6
60	2.8	3.3	1.6
90	3.8	4.1	2.4
120	4.6	4.8	3.1
150	5.2	5.3	3.8
180	5.8	5.9	4.4

was considered (see Figure 3): concrete slab thickness equal to 4 cm, height of the concrete block equal to 8 cm, width of the beam equal to 10 cm and metal joist thickness equal to 1.95 mm. Due to the slab continuity, only one rib was modeled, with flange collaborating width equal to 30 cm. By means of ATERM program [20], the thermal analysis of the slab was performed for 30, 60, 90, 120, 150 and 180 min. As an example, the field of temperature and isotherms for 60 min of standard fire is presented in Figures 12 and 13.

Figure 15 – Composite slab studied

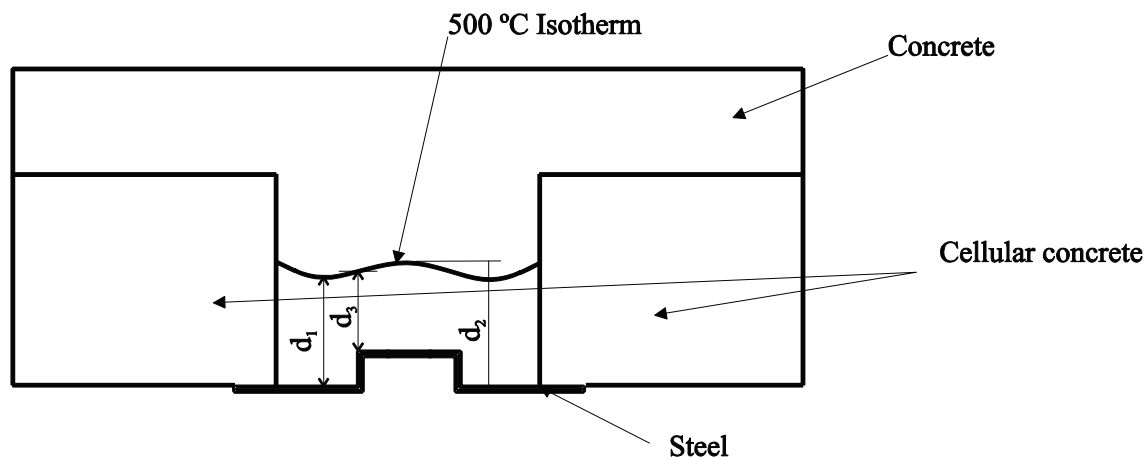


Table 12 – Temperatures on the upper face of 16-4, 20-4 and 25-4 slabs

Time (min)	16-4 slab			20-4 slab			25-4 slab		
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{ave} (°C) rib
30	21.4	20.9	20.5	20.2	20.1	20.0	20.1	20.0	20.0
60	34.8	32.8	31.9	24.4	23.2	22.4	23.2	22.2	21.5
90	57.1	54.9	56.3	34.0	32.5	31.8	31.0	29.4	28.7
120	85.5	79.9	83.9	47.3	46.0	46.8	41.7	40.8	41.1
150	110.3	102.6	108.5	65.0	61.4	63.9	57.0	54.3	56.2
180	133.0	120.5	129.8	82.7	77.2	81.2	73.1	68.5	71.9

Table 13 – Distances from 500 °C isotherm for 16-4, 20-4 and 25-4 slabs

Time (min)	16-4 slab			20-4 slab			25-4 slab		
	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1.4	2.3	0.6	1.4	2.3	0.6	1.4	2.3	0.6
60	2.9	3.3	1.5	2.9	3.3	1.5	2.9	3.3	1.5
90	3.9	4.1	2.4	3.9	4.1	2.4	4.0	4.1	2.5
120	4.8	5.0	3.3	4.8	4.9	3.3	4.8	4.9	3.2
150	5.5	5.5	3.9	5.6	5.6	4.0	5.6	5.6	4.0
180	6.0	6.0	4.4	6.2	6.2	4.6	6.2	6.2	4.6

Table 10 shows the maximum and average temperatures obtained on the upper surface for times equal to 30-180 min of exposure to fire. Average temperatures on the rib area of the upper face are also shown. The temperature variation along the upper face for periods of 30 to 180 minutes is shown in Figure 14, where the shaded area indicates the rib region. The highest temperatures are observed to occur in this region.

The ribbed slab under study with 4 cm flange and filled with 8 cm high cellular concrete blocks is found to meet the requirements of thermal insulation for fire resistance up to 120 min.

4.2 Other thicknesses of flange or flange+linings

For a better evaluation of the slab thermal insulation, a concrete flange thickness of 5 cm was adopted. Thermal analysis was re-done and it was found that, as shown in Table 10, the slab studied

meets the requirements for thermal insulation for fire resistance up to 150 min. Further analysis performed for a thickness of 6 cm proved that the condition of thermal insulation is met for fire resistance up to 180 min, as shown in Table 10.

For using the simplified method of 500 °C limit temperature in reinforcement, Table 11 presents the distance between the underside of the rib and the lowest point (d_1) and the highest point (d_2) of the 500 °C isotherm and the minimum distance between the 500 °C isotherm and the top of the steel recess (d_3), for the slab with 4 cm flange, as shown in Figure 15.

From the study performed, one can infer that safety is obtained if the bars centroid keep a distance from the rib underside face greater than 2.4 cm. For 60 min of fire resistance, this rises to 2.8 cm. For fire resistance higher than 90 min, the values found are not of practical use. Thus, the next analysis will cover blocks of greater height.

Table 14 – Fire resistance for cellular concrete filled slabs

Slab type	Total height (mm)	Flange height (mm)	Fire resistance (min)
12-4	120	40	120
12-5	120	50	150
12-6	120	60	180
16-4, 20-4, 25-4	160 a 250	40	180

Table 15 – c_{1min} for ribbed slabs filled with cellular concrete blocks and minimum rib height equal to 100 mm and 80 mm, respectively

Time (min)	c_1 (cm)
30	2.5
60	3.5
90	4.0
120	5.0
150	5.5
180	6.5

Type 16-4, 20-4, and 25-4 slabs were also analyzed, which corresponds to 4 cm thick flange and 16, 20 and 25 cm rib + flange height (respectively, 12, 16 and 21 cm high blocks). Table 12 shows the maximum and average temperatures obtained on the slab upper face, for times equal to 30-180 minutes of exposure to fire. Average temperatures on the rib area of the upper face are also shown.

Table 13 presents the distances between the rib lower face and the lowest (d_1) and highest (d_2) points of the 500 °C isotherm as well as the minimum distance between the 500 °C isotherm and the top of the steel recess (d_3), as shown in Figure 15. Based on Table 13, one can build Table 14, related to thermal insulation.

By observing Table 13, the values of d_1 are verified to be quite the same, i.e. slightly dependent on the rib height. Thus, the minimum values of $c_{1,the}$ distance from the reinforcement CG to the rib base shown in Table 15 are proposed. The values were rounded due to the difficulty in obtaining millimeter precision in the field.

It is observed that the values of c_1 from Table 15, considered high for structural purposes, can be compensated by increasing the rib height. This in no way affects the results herein.

5. Analyses of slabs with EPS blocks on a cementitious plate

5.2 Type 12-4 slab

Analyses were made on the thermal behavior of ribbed concrete slab filled with EPS block resting on cementitious plate, employing Super Tempcalc [19] software. The presence of EPS was disregarded due to the fact that this material is quickly consumed by the heat. Initially, the following was considered (see Figure 5): thickness of the concrete slab equal to 4 cm, rib height from the flange equal to 8 cm, rib width equal to 10 cm, cementitious plate

thickness equal to 6.0 mm and thickness of the metal joist equal to 1.95 mm. The temperature fields were analyzed for 30, 60, 90, 120, 150 and 180 minutes of exposure to standard fire. As examples, Figures 16 and 17 show, respectively, the thermal field and isotherms for 60 minutes.

5.2 Other flange or flange+lining thicknesses

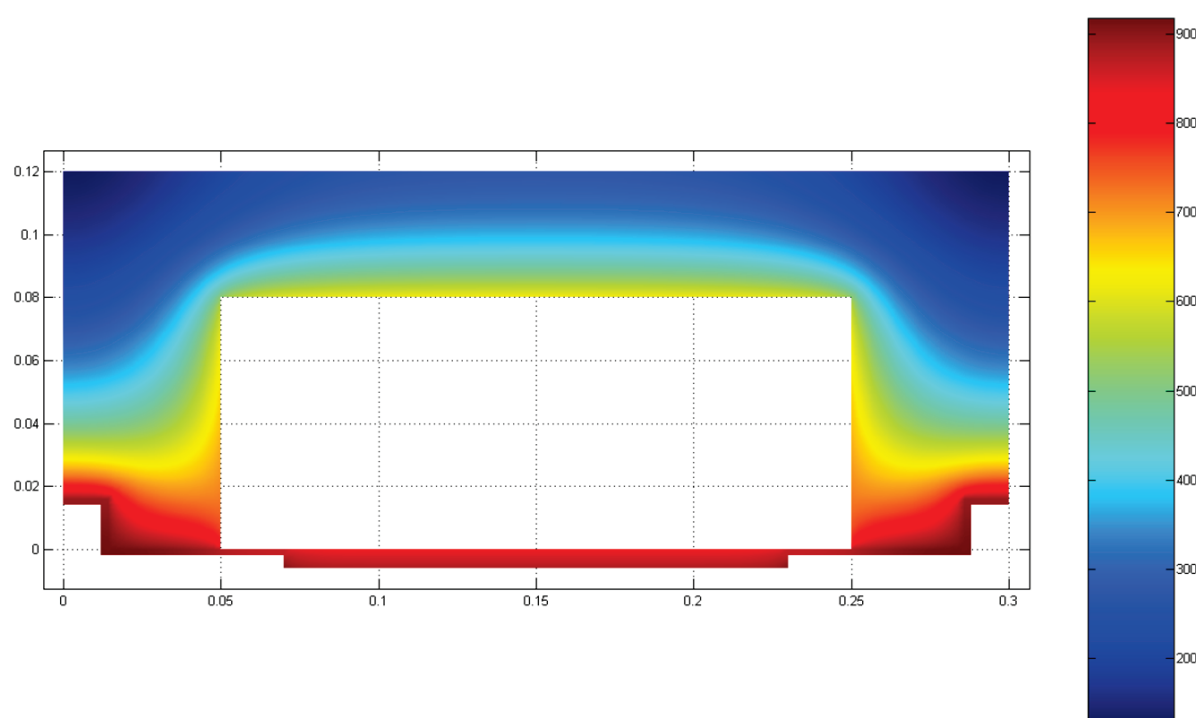
To evaluate the thermal insulation of the slab with cementitious plate, the thickness of the concrete flange was varied from 4 to 8 cm. Having in mind that the thermal and physical properties of cement and sand mortar are similar to those of concrete, the flange thickness used in computer models can be substituted, in practice, by the flange actual thickness plus one layer of cement and sand mortar. The rib height was supposed equal to 8 cm. The maximum and average temperatures on the upper surface of the slab, for thicknesses of 4, 5, 6, 7 and 8 cm, are presented in Tables 16 and 17. From Tables 16 and 17, Table 18 was constructed for thermal insulation. For information, the values standardized by ABNT NBR 15200:2012, for the case of lack of the cement plate, are provided.

Table 19 was built for use with the simplified method of 500 °C limit temperature in the reinforcements and presents the distances between the rib lower face and the lowest (d_1) and the highest (d_2) points of isotherm 500 °C and the minimum distance between 500 °C isotherm and the top of the steel recess (d_3), as shown in Figure 18.

For fire resistance higher than 120 min, the 500 °C isotherm crosses the flange. The reinforcement should be placed in the flange and in the middle of the rib which is not feasible. Observing Table 8, Table 20 is proposed. Values were rounded in view of the difficulty in attaining millimeter precision in the field.

The values of c_1 from Table 20 are considered high but, for struc-

Figure 16 - Field of temperatures after 60 minutes of fire



tural purposes, can be compensated by increasing the rib height. This does not at all affect the results yielded in this work.

By comparing the filled slabs to the unfilled ones, they should follow the recommendations of ABNT NBR 15200:2012 [3]; Table 21 presents a summary of the results of this study and, in the last column, the requirements of the Brazilian standard for

6. Comparisons to the brazilian standard

Figure 17 - Isotherms after 60 minutes of fire

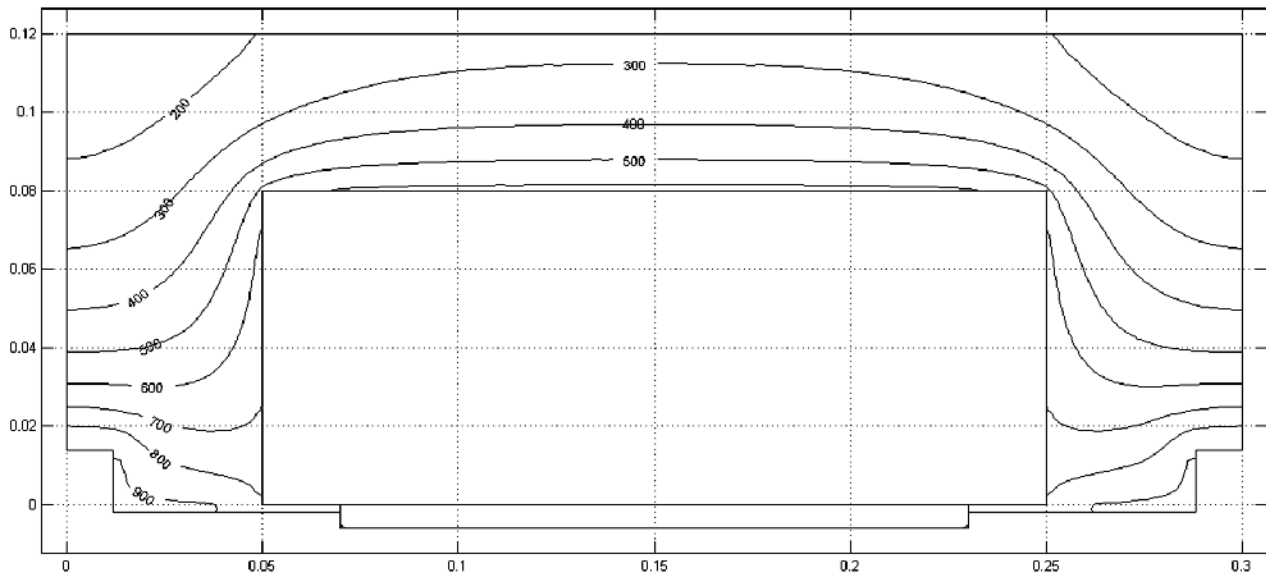


Table 16 - Maximum and average temperatures on the upper face of slab with 4 and 6 cm flange

Time (min)	4 cm flange		5 cm flange		6 cm flange	
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)
30	107	85.4	76	61.1	54	44.9
60	276	222.5	200	162.9	143	121.3
90	415	354.0	327	278.5	256	216.7
120	507	446.9	418	368.4	342	301.8
150	567	511.1	483	434.9	407	367.0
180	608	556.3	529	484.1	456	417.6

Table 17 - Maximum and average temperatures on the upper face of slab with 7 and 8 cm flange

Time (min)	7 cm flange		8 cm flange	
	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)	θ_{max} (°C)	θ_{ave} (°C)
30	40	34.5	31	28.1
60	112	95.7	88	75.1
90	197	166.9	149	130.5
120	278	245.5	224	197.1
150	340	308.2	284	257.4
180	390	358.2	332	306.1

fire resistance in function of the thermal insulation. Table 22 presents a summary of the results of this study and, in the last column, the Brazilian requirements for minimum c_1 .

7. Conclusions

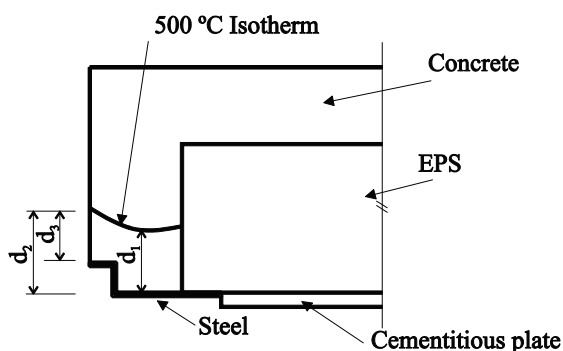
This paper examined ribbed composite slabs filled with ceramic tiles, cellular concrete blocks and EPS on cement plate at high temperature. Conditions of thermal insulation and resistant capacity were analyzed.

The presence of any of the 3 types of filler studied improves the performance of the slab in fire, increasing the fire resistance time

Table 18 – Fire resistance values for thermal insulation

Flange thickness + cement and sand mortar (cm)	Fire resistance thermal insulation (min)	Fire resistance no plate (min)
4	30	–
5	59	–
6	72	30
7	87	45
8	103	60

Figure 18 – Composite slab. checked distances included



and decreasing the value of $c_{1, \text{minimum}}$ in relation to similar slabs with no filling. Based solely on thermo-structural numerical analysis, values of fire resistance time are proposed, as a function of thermal insulation capacity and c_1 , assuming the limit temperature at reinforcement equal to 500 °C.

In view of the unprecedented nature of this research, and, especially, of the existence of the large space filled with heated air inside the holes of the ceramic tile and the vacuum caused by the burning of EPS, the results for thermal insulation and reinforcement position presented here should be experimentally confirmed before being used in design. Similarly, tightness warranty must be analyzed experimentally, since it has not been targeted in this study. The numerical procedure led to results that may be useful to guide future studies.

8. Acknowledgments

The authors thank FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo/ São Paulo Research Foundation, to CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico/ Brazilian National Council of Scientific and Technological Development and Tuper.

9. Bibliography

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e estruturas

Table 19 – Distances from 500 °C isotherm

Time (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1.6	2.4	0.9
60	3.8	3.8	2.4
90	5.8	5.8	4.4

Table 20 – minimum c_1 for the ribbed slab studied

Time (min)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)
30	2.5	2.5
60	4.0	5.0
90	6.0	5.0

Table 21 – Fire resistance values (min) for thermal insulation of Type 12-4 composite ribbed slabs

Flange thickness + cement and sand mortar (cm)	Ceramic tile	Cellular concrete block	EPS on cement plate	NBR 15200:2012 (3)
4	49	120	30	Not allowed
5	62	150	59	Not allowed
6	76	180	72	30
7	92	180	87	45
8	108	180	103	60

Table 22 – Minimum c_1 for Type 12-4 ribbed slab

Time (min)	Ceramic tile		EPS on cement plate		Cellular concrete block	NBR 15200:2012 (3)
	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)	c_1 (cm)	c_1 (cm)
30	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
60	3.5	4.5	4.0	4.5	3.5	4.5
90	5.0	5.0	6.0	5.0	6.0	> 6.0
120	-	-	-	-	-	> 6.5
150	-	-	-	-	-	> 7.0
180	-	-	-	-	-	> 8.0

mistas de ao e concreto em situação de incêndio - procedimento. Rio de Janeiro, 2013.

[02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

[03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

[04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.

[05] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2-2: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.

[06] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.

[07] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).

[08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15220-2: Desempenho térmico de edificações Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações. Rio de Janeiro. 2005.

[09] CADORIN, J. F. Compartment Fire Models for Structural Engineering, PhD Thesis, Faculté de Sciences Appliquées, Université de Liège. 2003.

[10] INCROPERA, F. P.; DEWITT, D. P. Introduction to heat transfer. 901 p. Wiley. 2002.

[11] SIPOREX. Available in <http://www.siporex.com.br/> Access in: 14/8/2012.

[12] COSTRUPOR. Disponível em < http://www.construpor.com.br/index.php?p=item2-1> Acesso em: 14/8/2012.

[13] SUPERBLOCO (Sical). Disponível em <http://www.superbloco.com.br/main/bloco_sical.php> Acesso em: 14/8/2012.

[14] BARREIRA, E.; FREITAS, V. P. Evaluation of building materials using infrared thermography. Construction and Building Materials. Volume 21-1 , p. 218–224. January 2007.

[15] GAWIN, D. J.; KOSNY, J. WILKES, K. Thermal Conductivity of Moist Cellular Concrete — Experimental and Numerical Study. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers – ASHRAE. 2004.

[16] KNAUF. Disponível em < www.knauf.com.br> Acesso em: 14/8/2012.

[17] BRASILIT. Disponível em <www.brasilit.com.br> Acesso em: 14/8/2012.

[16] ETERNIT. Disponível em <www.eternit.com.br> Acesso em: 14/8/2012.

[19] FIRE SAFETY DESIGN (FSD). TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, 2007.

[20] PIERIN; I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 2011.

Fire design of composite ribbed slabs

Projeto de lajes mistas nervuradas de concreto em incêndio



I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

Abstract

The Brazilian standards of structures in fire prescribe minimum dimensions for the ribbed slabs to ensure fire resistance. However, a new composite ribbed slab is not covered by any of the Brazilian standards in fire. The objective of this work is to present unpublished results from numerical and thermal analyses for this type of slab. Ribbed slabs filled with cell concrete blocks, ceramic bricks and EPS supported by cementitious board were studied. The constructive element is considered as thermal insulation if it has the capacity to prevent the occurrence, on the face non exposed to fire, temperature increments greater than 140 °C on the average or greater than 180 °C at any point. The support function was determined limiting the temperature of the beams and slabs rebars to 500 °C. The analyses were carried out with the ATERM and Super Tempcalc, software for two-dimensional thermal analysis by means of the finite element method. As a result, tables will be presented that link the fire resistance required time to slab dimensions and position of rebar. Prior to use in designing these results must be confirmed by experimental analysis, which is already being provided.

Keywords: fire, thermal analysis, ribbed slabs, waffled slabs, composite slabs.

Resumo

As normas brasileiras de estruturas em situação de incêndio fornecem dimensões mínimas para as lajes nervuradas para assegurar as funções corta fogo e de estabilidade estrutural. Porém, uma nova laje mista nervurada lançada no mercado brasileiro não é coberta por qualquer das normas brasileiras para a situação de incêndio. O objetivo deste trabalho é apresentar resultados inéditos, frutos de análises numéricas térmicas e estruturais para esse tipo de laje. Foram estudadas lajes com preenchimento de bloco de concreto celular, lajota cerâmica e EPS suportado por placa cimentícia. O sistema construtivo é considerado como isolante térmico se possuir a capacidade de impedir a ocorrência, na face que não está exposta ao incêndio, de incrementos de temperatura maiores que 140 °C na média dos pontos de medida ou maiores que 180 °C em qualquer ponto de medida. A função estrutural foi determinada admitindo a limitação da temperatura das armaduras de vigas e lajes em 500 °C. As análises foram realizadas com auxílio dos programas ATERM e Super Tempcalc, programas computacionais para análise térmica bidimensional de transferência de calor, por meio do método dos elementos finitos. Como resultado, serão apresentadas tabelas que correlacionarão o TRRF (tempo requerido de resistência ao fogo) às dimensões da laje e posição das armaduras. Antes do uso em projeto, esses resultados deverão ser confirmados por análise experimental.

Palavras-chave: incêndio, análise térmica, laje nervurada, laje mista.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

1. Introdução

A norma brasileira ABNT NBR 14323:2013 [1] apresenta recomendações para lajes mistas de aço e concreto, com fôrma incorporada, em situação de incêndio. A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 [2] define as lajes nervuradas e prescreve dimensões mínimas para o perfil nervurado a fim de dispensar a verificação da flexão da mesa. A ABNT NBR 15200:2012 [3] fornece dimensões mínimas, por meio do método tabular, para assegurar as funções corta fogo e de estabilidade estrutural.

Um novo tipo de laje mista de aço e concreto foi lançado no mercado. Trata-se de uma laje nervurada em que a fôrma metálica (Figura 1) fabricada pela Tuper é colocada na base da nervura (Figura 2), trabalhando como fôrma e armadura inferior.

Devido às características dessa laje mista nervurada, nenhuma das normas citadas anteriormente cobre o dimensionamento dessa laje em situação de incêndio.

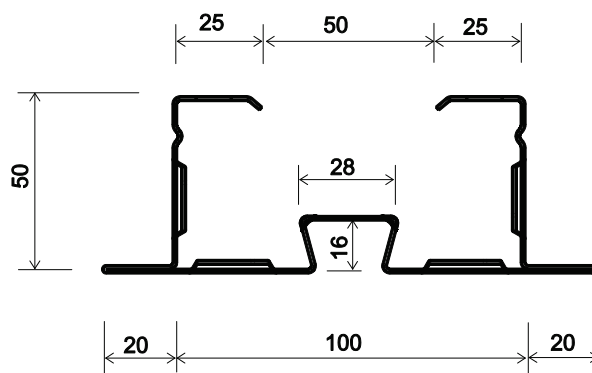
Este trabalho tem por objetivo pesquisar o comportamento dessas lajes nervuradas a altas temperaturas, com a finalidade de se analisar o isolamento térmico, conforme procedimento recomendado pela ABNT NBR 5628:2001 [4] e a capacidade resistente, com base na temperatura-limite de 500 °C nas armaduras [5], [6]. As lajes estudadas são preenchidas com lajotas cerâmicas (Figura 3), bloco de concreto celular (Figura 4) ou EPS sobre placa cimentícia (Figura 5). Este estudo tem como hipótese o perfeito contato entre o material de enchimento e a parede da nervura, portanto, todo é qualquer resultado encontrado neste estudo deve ser comprovado experimentalmente. A vantagem de se realizar uma análise numérica é que se pode avaliar o comportamento de grande quantidade de alternativas, barateando assim a análise experimental, que pode se dedicar a menor número de ensaios.

2. Parâmetros adotados na análise térmica das lajes

2.1 Ação térmica

O modelo de incêndio empregado na análise foi o do incêndio-padrão (Equação 1) conforme [4] e [7], sendo que o coeficiente de transferência de calor por convecção, α_c , foi adotado igual a

Figura 1 - Fôrma de aço (dimensões em mm)



25 W/m² °C nas faces diretamente aquecidas pelo incêndio e a emissividade resultante, ϵ_{res} , igual a 0,7. Na face não exposta diretamente ao calor, foi tomada uma combinação de convecção e radiação, simulada por $\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$. Na Equação 1, θ_g é a temperatura dos gases, expresso em graus Celsius (°C), θ_0 é a temperatura ambiente tomada igual a 20 °C e t é o tempo em min.

$$\theta_g = \theta_0 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

2.2 Propriedades dos materiais

2.2.1 Concreto

Na análise térmica de estruturas é necessário o conhecimento das propriedades térmicas, tais como a densidade, a condutividade

Figura 2 - Laje nervurada com fôrma de aço

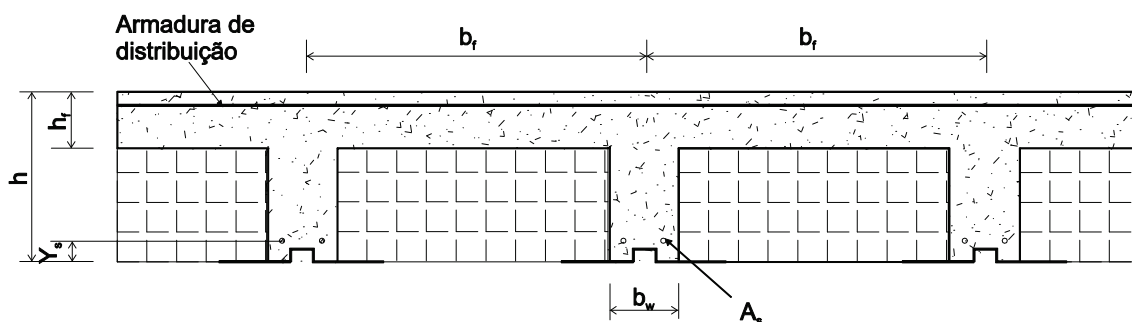
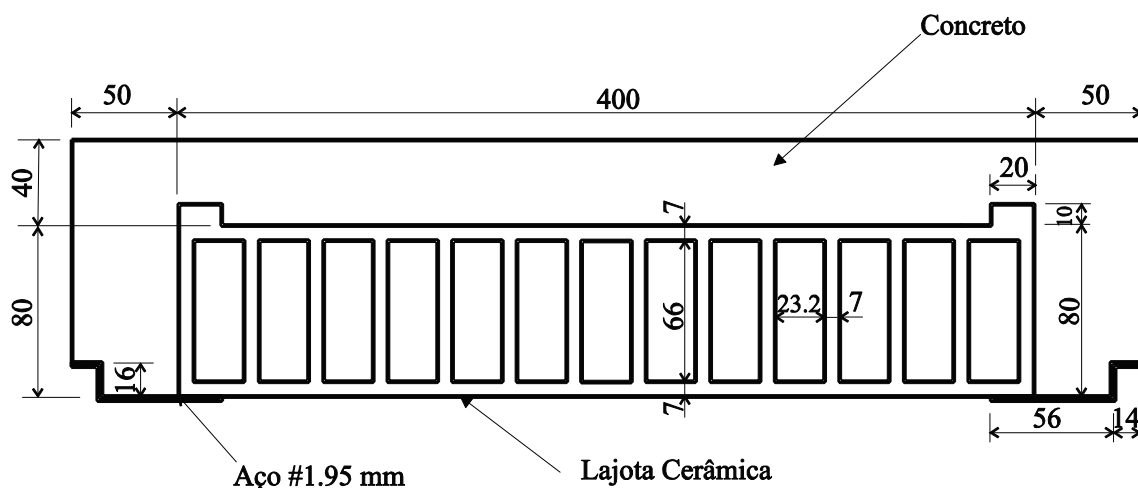


Figura 3 – Modelo com lajota cerâmica (dimensões em mm)



térmica e o calor específico. Esses valores são variáveis com a temperatura e, para o concreto, foi adotada a formulação apresentada na ABNT NBR 15200:2012 [3], sendo que a densidade à temperatura ambiente foi igual a 2400 kg/m^3 , conforme recomendado pela ABNT NBR 6118:2007 [2] e a umidade foi adotada igual a 1,5% em peso.

2.2.2 Aço

Adotaram-se as propriedades como recomendado pela ABNT NBR 14323:2013 [1] também apresentadas em [6].

2.2.3 Lajota cerâmica

Para as lajotas cerâmicas não há um consenso sobre os valores a se adotar para as propriedades necessárias à análise térmica. Apresentam-se na Tabela 1 os valores das propriedades térmicas retirados de bibliografia. Quando não se dispõe de ensaios, a ABNT NBR 15220-2:2005 [8] indica as propriedades das lajotas cerâmicas à temperatura ambiente, também indicadas na Tabela 1.

A condutividade térmica do concreto normal diminui com a temperatura, então, supondo que o mesmo aconteça com a lajota cerâmica.

Figura 4 – Modelo com concreto celular (dimensões em mm)

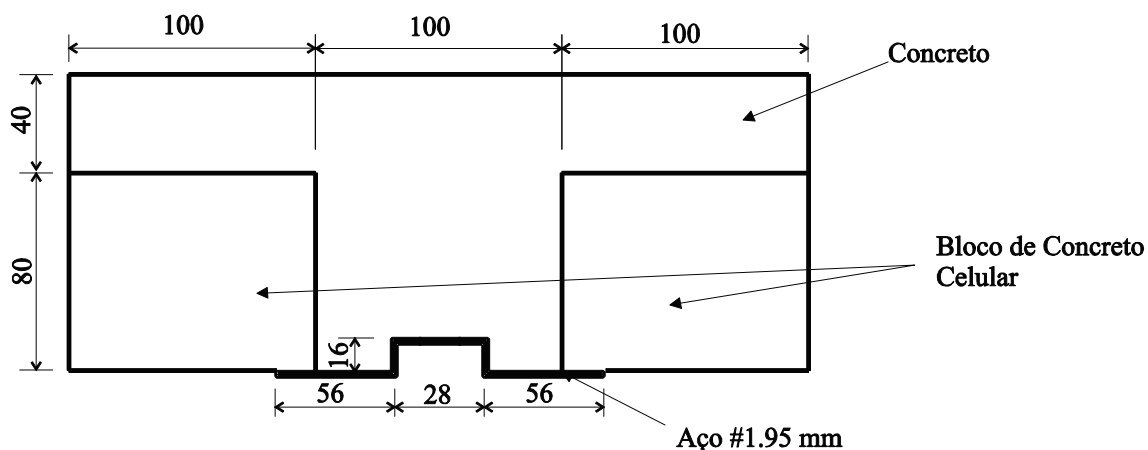
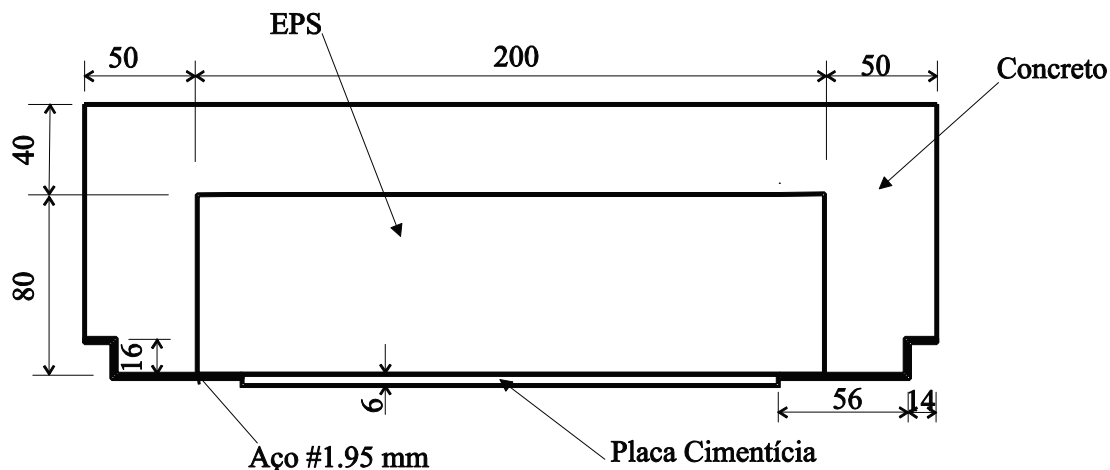


Figura 5 - Modelo com EPS/placa cimentícia (dimensões em mm)



mica, se considerará a favor da segurança, o valor à temperatura ambiente. A favor da segurança serão usadas a maior condutividade térmica (1,05 W/m °C) e a menor capacitância (densidade × calor específico = 1000 kg/m³ × 835 J/kg °C= 835000 J/m³ °C)

2.2.4 Bloco de concreto celular

Para os blocos de concreto celular, também não há um consenso sobre os valores a se adotar para as suas propriedades na análise térmica. Apresentam-se na Tabela 2 as propriedades físico-térmicas fornecidas por algumas empresas fabricantes de blocos

de concreto celular e os retirados de bibliografia. A condutividade térmica do concreto normal diminui com a temperatura, então, supondo que o mesmo aconteça com o concreto celular, se considerará a favor da segurança, o valor à temperatura ambiente. A favor da segurança serão usadas a maior condutividade térmica (0,3 W/m °C) e a menor capacitância (densidade × calor específico = 300 kg/m³ × 850 J/kg °C= 255000 J/m³ °C)

2.2.5 Placa cimentícia

Após extensa pesquisa sobre as propriedades físico-térmicas de

Tabela 1 - Propriedades de lajotas cerâmicas à temperatura ambiente

Fonte	Densidade (kg/m ³)	Condutividade (W/m°C)	Calor específico (J/kg K)
CADORIN (9)	1600	0,7	840
INCROPERA; DEWITT (10)	1920	0,72	835
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	1000 - 2000	0,70 - 1,05	920

Tabela 2 - Propriedades de blocos de concreto celular à temperatura ambiente segundo alguns fabricantes

Fabricante	Densidade (kg/m ³)	Condutividade (W/m°C)	Calor específico (J/kg °C)
SIPOREX (11)	300 - 650	0,12 - 0,15	1000 - 1100
CONSTRUPOR (12)	400 - 800	0,28	1008
SICAL (13)	430 - 500	0,097	-
BARREIRA e FREITAS (14)	525	0,30	1050
GAWIN et al (15)	400 - 600	0,115 - 0,162	850
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	400 - 500	0,17	1000

Tabela 3 – Propriedades térmicas da placa cimentícia à temperatura ambiente segundo alguns fabricantes e norma brasileira

Fabricante	Densidade (kg/m ³)	Condutividade (W/m°C)	Calor específico (J/kg °C)
DUROCK – KNAUF (16)	1200	2,22	-
BRASILIT (17)	1700	0,35	-
ETERNIT (18)	1700	0,48	-
AQUAPANEL – KNAUF (16)	1150	0,35	-
ABNT NBR 15220-2:2005 (8)	1400 – 2200	0,65 – 0,95	840

Tabela 4 – Propriedades térmicas da placa cimentícia analisadas

Simulação	Densidade (kg/m ³)	Condutividade (W/m°C)	Calor específico (J/kg K)
1	1200	2,22	840
2	1700	0,35	840
3	1700	0,48	840
4	1150	0,35	840
5	1400	0,95	840
6	Propriedades do concreto – ver item 2.2.1.		
7	Sem a placa cimentícia		

placas cimentícias encontraram-se poucos resultados e com grande variabilidade entre eles como se pode ver na Tabela 3.

Em virtude da grande variabilidade dos valores das propriedades da placa cimentícia, realizou-se um estudo para verificar a influência das propriedades térmicas da placa cimentícia no campo de temperaturas da laje. De acordo com as propriedades térmicas apresentadas neste item, foram realizadas sete si-

mulações em que se variaram as propriedades da placa cimentícia conforme mostra a Tabela 4. Na sexta simulação foram adotadas as propriedades térmicas do concreto para a placa cimentícia. Na sétima simulação não foi considerada a presença da placa cimentícia, ou seja, as faces laterais da nervura e a face inferior da capa de concreto estão expostas diretamente ao incêndio.

Figura 6 – Pontos de controle para a análise

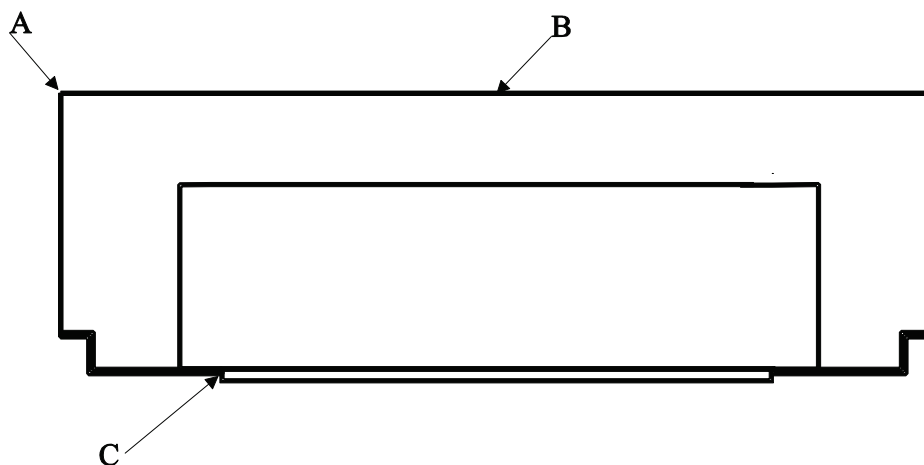


Figura 7 - Variação de temperatura do ponto A

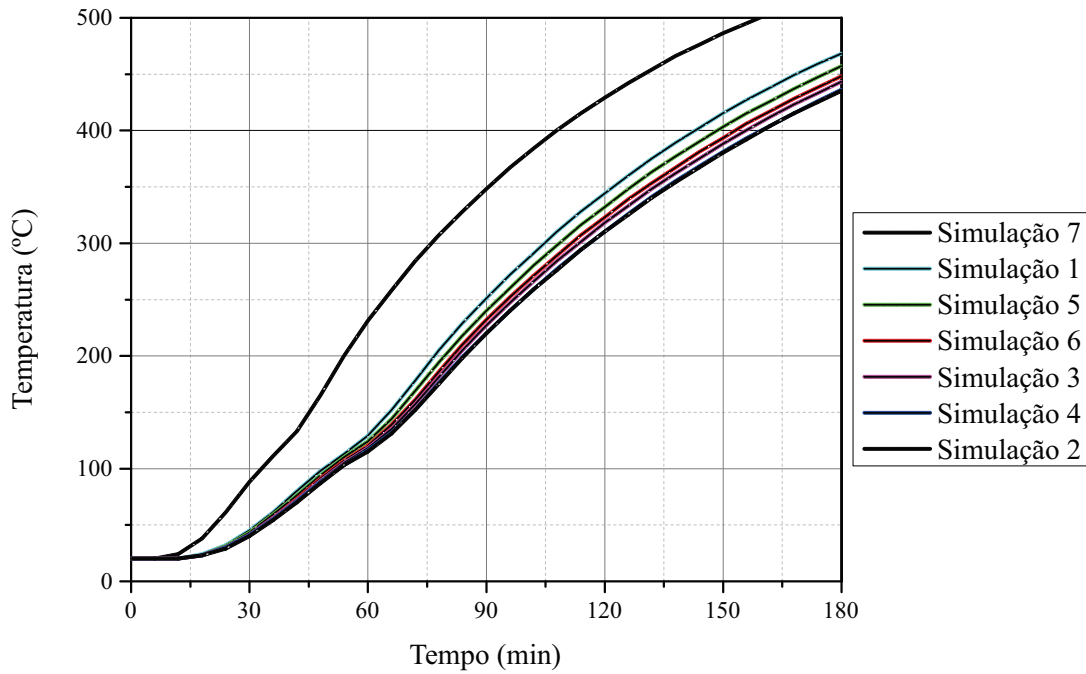


Figura 8 - Variação de temperatura do ponto B

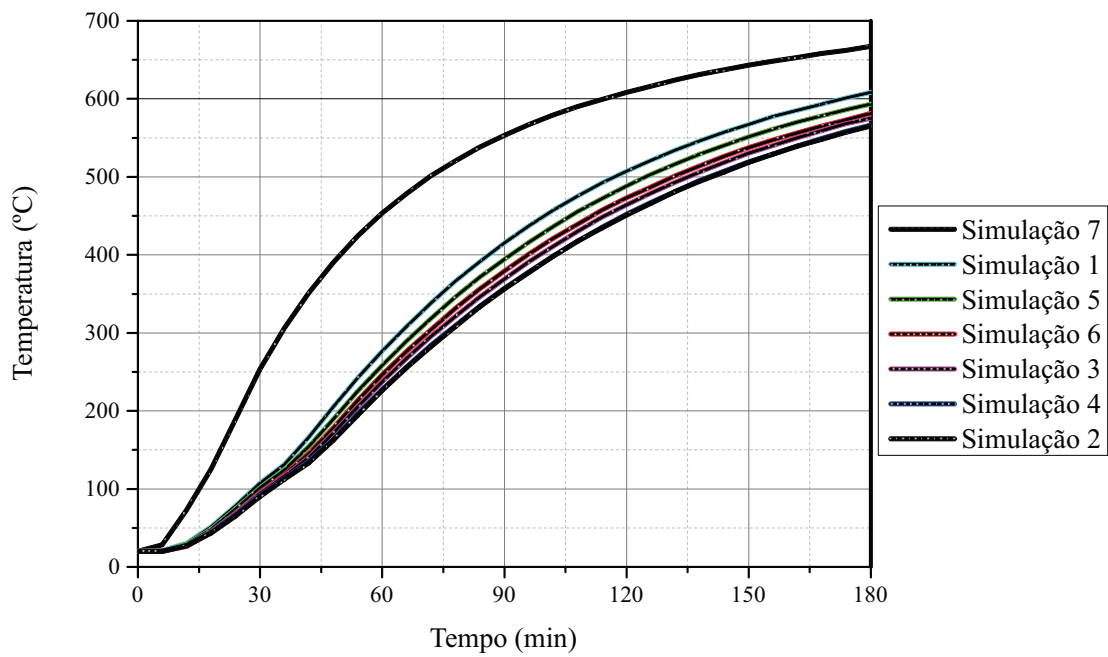
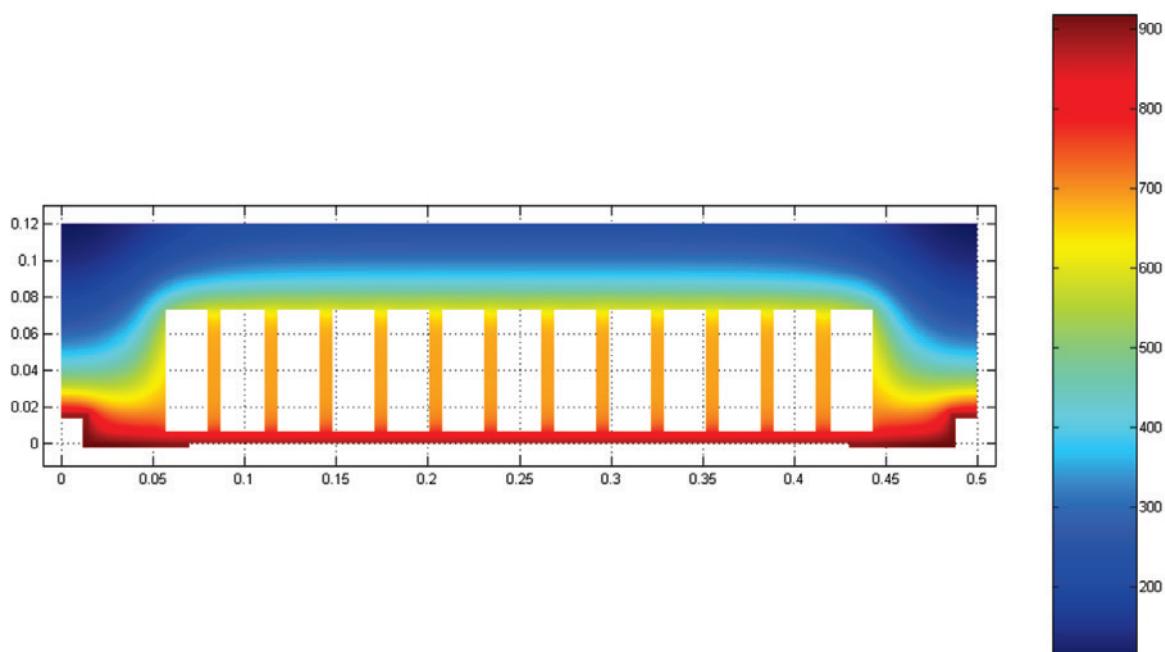


Figura 9 – Campo de temperaturas após 60 minutos de incêndio



Para verificar a influência das propriedades físico-térmicas no campo de temperaturas da laje, analisou-se a variação da temperatura em três pontos, conforme mostra a Figura 6: ponto A – canto superior esquerdo da nervura, ponto B – ponto médio da face superior da capa de concreto e ponto C – localizado na chapa de aço.

Por meio do programa *Super TempCalc* [19] de análise térmica foram traçados gráficos que mostram a variação da temperatura em função do tempo de exposição ao incêndio dos pontos A, B e C.

Como exemplo se apresentam as Figuras 7 e 8.

Como se nota nas Figuras 7 e 8, apesar de a placa cimentícia ser de pequena espessura sua proteção não é desprezável se comparada às curvas associadas à simulação 7, sem placa cimentícia. Por outro lado, as características físico-térmicas, simulações 1 a 6, não afetam profundamente os resultados. Por este estudo ser numérico e pela grande variabilidade encontrado nos valores das propriedades da placa, optou-se por admitir as propriedades da simulação 1, a favor da segurança

Figura 10 – Isotermas após 60 minutos de incêndio

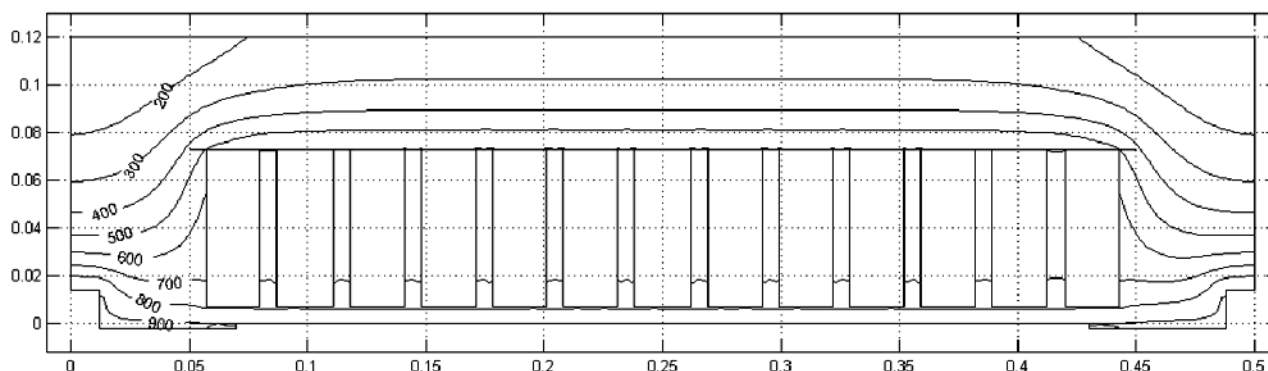


Tabela 5 – Temperaturas máximas e medias na face superior da laje com capa entre 4 cm e 6 cm

Tempo (min)	Capa com 4 cm		Capa com 5 cm		Capa com 6 cm	
	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)
30	92	78,9	64	56,0	46	41,1
60	238	206,7	171	150,3	126	113,3
90	365	327,8	288	257,2	226	200,3
120	454	417,3	374	342,6	307	280,1
150	517	481,7	439	407,6	370	343,0
180	560	528,1	487	457,0	419	392,9

3. Análises das lajes preenchidas com lajota cerâmica

3.1 Laje tipo 12-4

Analisou-se, empregando o programa *Super TempCalc* [19], o comportamento térmico da laje nervurada de concreto preenchida com lajota cerâmica. Primeiramente, adotou-se a espessura da laje de concreto igual a 4 cm, altura da nervura a partir da capa igual a 8 cm, largura da nervura

igual a 10 cm, lajota cerâmica de 8,0 cm de altura e a espessura da vigota metálica de 1,95 mm, conforme mostra a Figura 3. Nos furos da lajota cerâmica foi considerada a presença de ar. Foram analisados os campos de temperatura para 30, 60, 90, 120, 150 e 180 minutos de exposição ao incêndio-padrão. Como exemplo apresentam-se nas Figuras 9 e 10, respectivamente, o campo térmico e as isotermas para 60 minutos.

3.2 Outras espessuras de capa ou capa mais revestimento

Para avaliar o isolamento térmico da laje com lajota cerâmica,

Tabela 6 – Temperaturas máximas e médias na face superior da laje com capa de 7 cm e 8 cm

Tempo (min)	Capa com 7 cm		Capa com 8 cm	
	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)
30	35	32,0	28	26,4
60	101	90,1	79	70,5
90	173	154,3	134	122,1
120	251	227,0	203	182,2
150	312	287,5	261	239,8
180	360	336,3	308	287,1

Tabela 7 – Valores de TRRF para isolamento térmico

Espessura da capa mais argamassa de cimento e areia (cm)	TRRF isolamento térmico (min)
4	49
5	62
6	76
7	92
8	108

Tabela 8 – Distâncias da isoterma de 500 °C

Tempo (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1,6	2,4	0,9
60	3,6	3,6	2,2
90	5,1	5,1	3,7

Figura 11 – Laje mista incluindo distâncias controladas

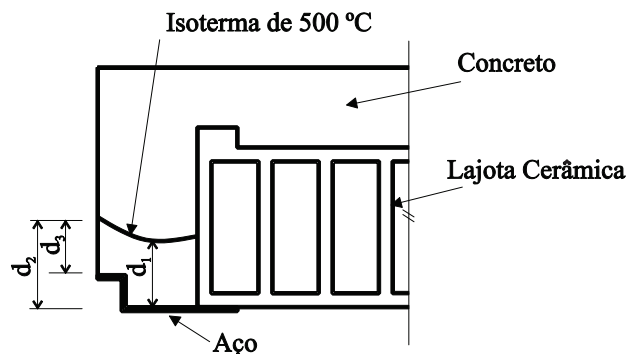


Tabela 9 – c_1 mínimo para a laje nervurada tipo 12-4

Tempo (min)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)
30	2,5	2,5
60	3,5	5,0
90	5,0	5,0

variou-se a espessura da capa de concreto de 4 a 8 cm. Tendo em vista que as propriedades físico-térmicas de argamassa de cimento e areia são próximas das do concreto, a espessura da capa usada nos modelos computacionais pode ser substituída, na prática, pela espessura real da capa mais uma camada de argamassa de cimento e areia. A altura da nervura sem a capa foi mantida igual a 8 cm. As temperaturas máximas e médias obtidas na face superior da laje para as espessuras de capa iguais a 4, 5, 6, 7 e 8 cm estão apresentadas nas Tabelas 5 e 6. A partir das Tabelas 5 e 6 pode-se construir a Tabela 7 que associa a espessura da capa ao tempo de resistência ao fogo para isolamento térmico. Na Tabela 8 estão apresentadas as distâncias entre a face inferior

Figura 12 – Campo de temperaturas após 60 min

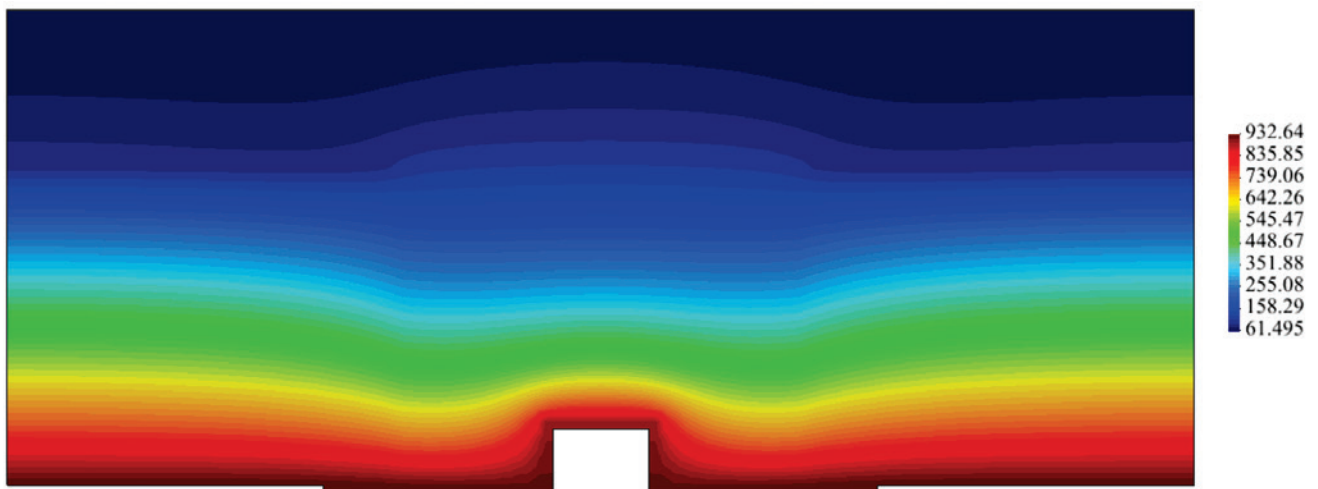


Figura 13 – Isotermas para 60 min

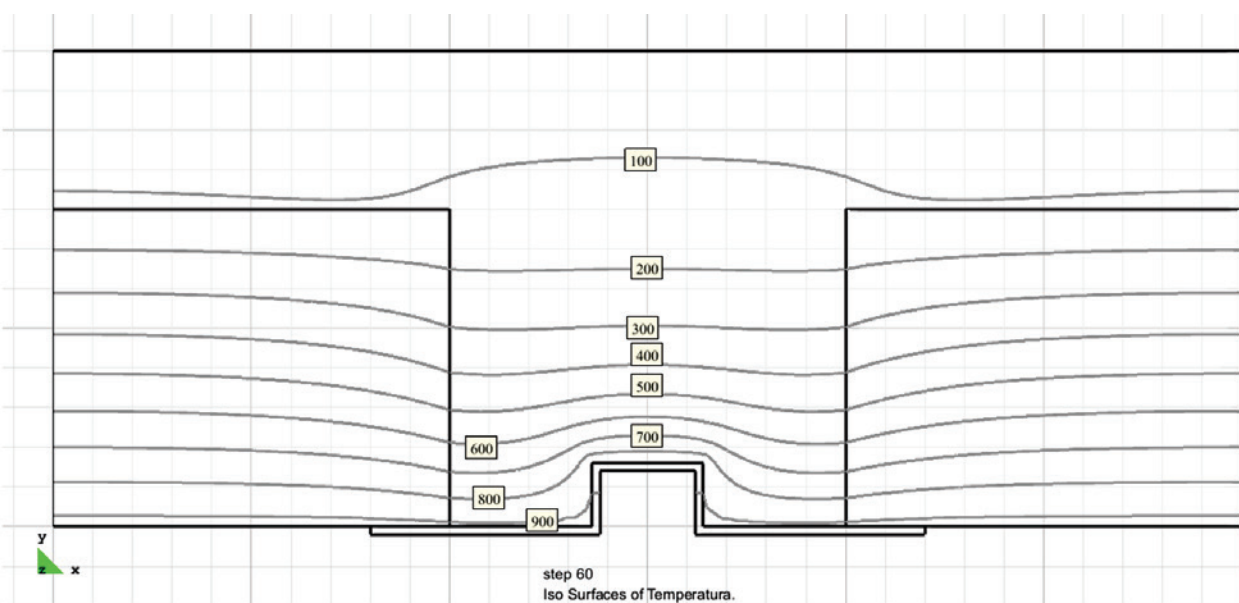
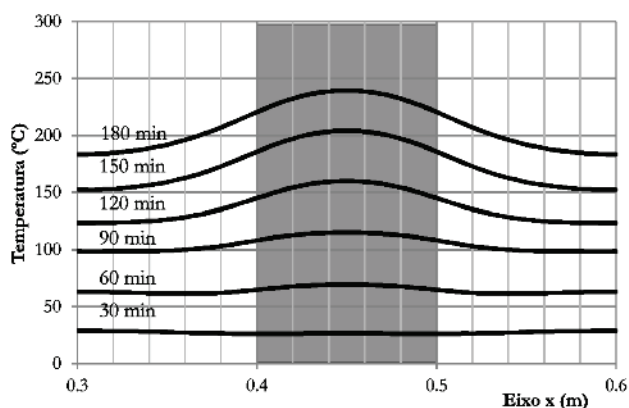


Tabela 10 - Temperaturas na face superior para capa de 4 a 6 cm

Tempo (min)	Capa com 4 cm			Capa com 5 cm			Capa com 6 cm		
	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C) nervura	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C) nervura	$\theta_{m\acute{a}x}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C)	$\theta_{m\acute{e}d}$ (°C) nervura
30	28,9	27,2	26,3	24,9	23,9	23,3	22,6	22,0	21,6
60	69,5	64,2	67,8	54,5	51,2	53,3	43,6	41,7	41,7
90	115,2	104,7	112,7	96,0	87,0	93,7	78,4	71,8	76,7
120	159,9	137,5	154,4	129,5	115,6	125,9	109,8	99,6	107,4
150	204,1	174,0	197,3	166,7	144,1	161,3	137,3	122,2	133,6
180	239,5	207,6	232,5	201,2	174,5	195,3	167,5	147,1	162,9

Figura 14 - Temperaturas ao longo da face superior da laje com bloco de 8 cm e capa de 4 cm



da nervura e o ponto mais baixo (d_1) e o mais alto (d_2) da isoterma de 500 °C e a mínima distância entre a isoterma de 500 °C e o topo da reentrância de aço (d_3), conforme mostra a Figura 11.

Para TRRF superiores a 120 minutos a isoterma de 500 °C corta

Tabela 11 - Distâncias da isoterma de 500 °C

Tempo (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1,4	2,4	0,6
60	2,8	3,3	1,6
90	3,8	4,1	2,4
120	4,6	4,8	3,1
150	5,2	5,3	3,8
180	5,8	5,9	4,4

a capa de concreto da laje. A armadura deveria ser colocada na capa e no meio da nervura o que não é praticável. A partir das análises efetuadas propõem-se a Tabela 9. Os valores foram arredondados em vista da dificuldade de precisão milimétrica em obra. Observa-se que os valores de c_1 da Tabela 9 são considerados elevados. Porém, para fins estruturais podem ser compensados aumentando a altura da nervura. Isso nada afetará os resultados encontrados neste trabalho.

Figura 15 - Laje mista analisada

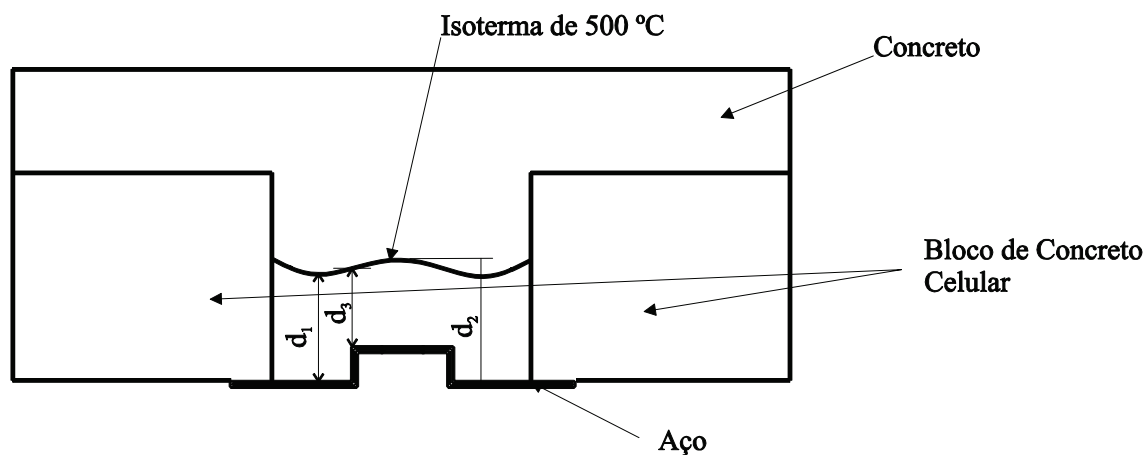


Tabela 12 – Temperaturas na face superior para as lajes 16-4, 20-4 e 25-4

Tempo (min)	Laje 16-4			Laje 20-4			Laje 25-4		
	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C) nervura	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C) nervura	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C) nervura
30	21,4	20,9	20,5	20,2	20,1	20,0	20,1	20,0	20,0
60	34,8	32,8	31,9	24,4	23,2	22,4	23,2	22,2	21,5
90	57,1	54,9	56,3	34,0	32,5	31,8	31,0	29,4	28,7
120	85,5	79,9	83,9	47,3	46,0	46,8	41,7	40,8	41,1
150	110,3	102,6	108,5	65,0	61,4	63,9	57,0	54,3	56,2
180	133,0	120,5	129,8	82,7	77,2	81,2	73,1	68,5	71,9

Tabela 13 – Distâncias da isoterma de 500 °C para as lajes 16-4, 20-4 e 25-4

Tempo (min)	Laje 16-4			Laje 20-4			Laje 25-4		
	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1,4	2,3	0,6	1,4	2,3	0,6	1,4	2,3	0,6
60	2,9	3,3	1,5	2,9	3,3	1,5	2,9	3,3	1,5
90	3,9	4,1	2,4	3,9	4,1	2,4	4,0	4,1	2,5
120	4,8	5,0	3,3	4,8	4,9	3,3	4,8	4,9	3,2
150	5,5	5,5	3,9	5,6	5,6	4,0	5,6	5,6	4,0
180	6,0	6,0	4,4	6,2	6,2	4,6	6,2	6,2	4,6

4. Análises das lajes preenchidas com bloco de concreto celular

4.1 Laje tipo 12-4

Realizou-se a análise do comportamento térmico da laje nervurada de concreto preenchida com bloco de concreto celular. Primeiramente, adotou-se a espessura da laje de concreto igual a 4 cm, altura do bloco cerâmico igual a 8 cm, largura da viga igual a 10 cm e a espessura da vigota metálica de 1,95 mm, conforme mostra a Figura 3. Devido à continuidade da laje, foi modelada apenas uma nervura com largura da mesa colaborante igual a 30 cm. Por meio do programa ATERM [20] foi realizada a análise térmica da laje para 30, 60, 90, 120, 150 e 180 min. Como exemplo, se apresentam o campo de

temperaturas e as isotermas para 60 min de incêndio-padrão nas Figuras 12 e 13.

Na Tabela 10 são apresentadas as temperaturas mínima, máxima e média obtidas na face superior da laje para os tempos de 30 a 180 min de exposição ao incêndio. Também são apresentadas temperaturas médias na face superior da laje na região da nervura. A variação da temperatura ao longo da face superior da laje para os tempos de 30 a 180 minutos está apresentada na Figura 14, onde a área hachurada indica a região da nervura. Observa-se que as maiores temperaturas ocorrem na região da nervura.

Verifica-se que a laje nervurada estudada com capa de 4 cm e preenchida com bloco de concreto celular com 8 cm de altura atende aos requisitos de isolamento térmico para TRRF de até 120 min.

Tabela 14 – TRRF para as lajes preenchidas com bloco de concreto celular

Tipo de laje	Altura total (mm)	Altura de capa (mm)	TRRF (min)
12-4	120	40	120
12-5	120	50	150
12-6	120	60	180
16-4, 20-4, 25-4	160 a 250	40	180

Tabela 15 – c_1 , mín para lajes nervuradas preenchidas com bloco de concreto celular com largura e altura de nervuras de no mínimo 100 mm e 80 mm, respectivamente

Tempo (min)	c_1 (cm)
30	2,5
60	3,5
90	4,0
120	5,0
150	5,5
180	6,5

4.2 Outras espessuras de capa ou capa mais revestimentos

Para uma melhor avaliação do isolamento térmico da laje, adotou-se uma espessura da capa de concreto de 5 cm. A análise térmica foi refeita e verificou-se que, conforme mostra a Tabela 10, a laje estudada atende os requisitos de isolamento térmico para TRRF de até 150 min. Nova análise realizada para a espessura de 6 cm comprovou que a condição de isolamento térmico é atendida para TRRF de até 180 min, conforme mostra a Tabela 10.

Para se empregar o método simplificado da temperatura-limite de 500 °C nas armaduras, construiu-se a Tabela 11 em que se apresenta, para a laje com capa de 4 cm, as distâncias entre a face inferior da nervura e o ponto mais baixo (d_1) e o mais alto (d_2) da isoterma de 500 °C e a mínima distância entre a isoterma de 500 °C e o topo da reentrância de aço (d_3), conforme mostra a Figura 15.

Do estudo realizado, conclui-se que a segurança é verificada se o centro geométrico (CG) das barras mantiver uma distância da face inferior da nervura superior a 2,4 cm. Para TRRF de 60 min, esse valor sobe para 2,8 cm. Para TRRF superiores a 90 min, os valores encontrados não seriam utilizáveis na prática. Assim, a próxima análise será para blocos de maior de altura.

Foram analisadas também as lajes tipo 16-4, 20-4 e 25-4, o que corresponde à capa com 4 cm de espessura e nervura mais capa com 16, 20 e 25 cm de altura (respectivamente, bloco com 12 cm, 16 cm e 21 cm de altura). Na Tabela 12 são apresentadas as temperaturas mínima, máxima e média obtidas na face superior da laje para os tempos de 30 a 180 minutos de exposição ao incêndio. Também são apresentadas temperaturas médias na face superior da laje na região da nervura.

Na Tabela 13 estão apresentadas as distâncias entre a face inferior da nervura e o ponto mais baixo (d_1) e o mais alto (d_2) da isoterma de 500 °C e a mínima distância entre a isoterma de 500 °C

e o topo da reentrância de aço (d_3), conforme mostra a Figura 15. Observando-se a Tabela 13, pode-se construir a Tabela 14, no que se refere ao isolamento térmico.

Observando-se a Tabela 13, pode-se notar que os valores de d_1 se equivalem, ou seja, pouco dependem da altura da nervura. Assim sendo, propõem-se os valores mínimos de c_1 , distância do CG da armadura até a base da nervura, indicados na Tabela 15. Os valores foram arredondados em vista da dificuldade de precisão milimétrica em obra.

Observa-se que os valores de c_1 da Tabela 15 considerados elevados para fins estruturais podem ser compensados aumentando a altura da nervura. Isso nada afetará os resultados encontrados neste trabalho.

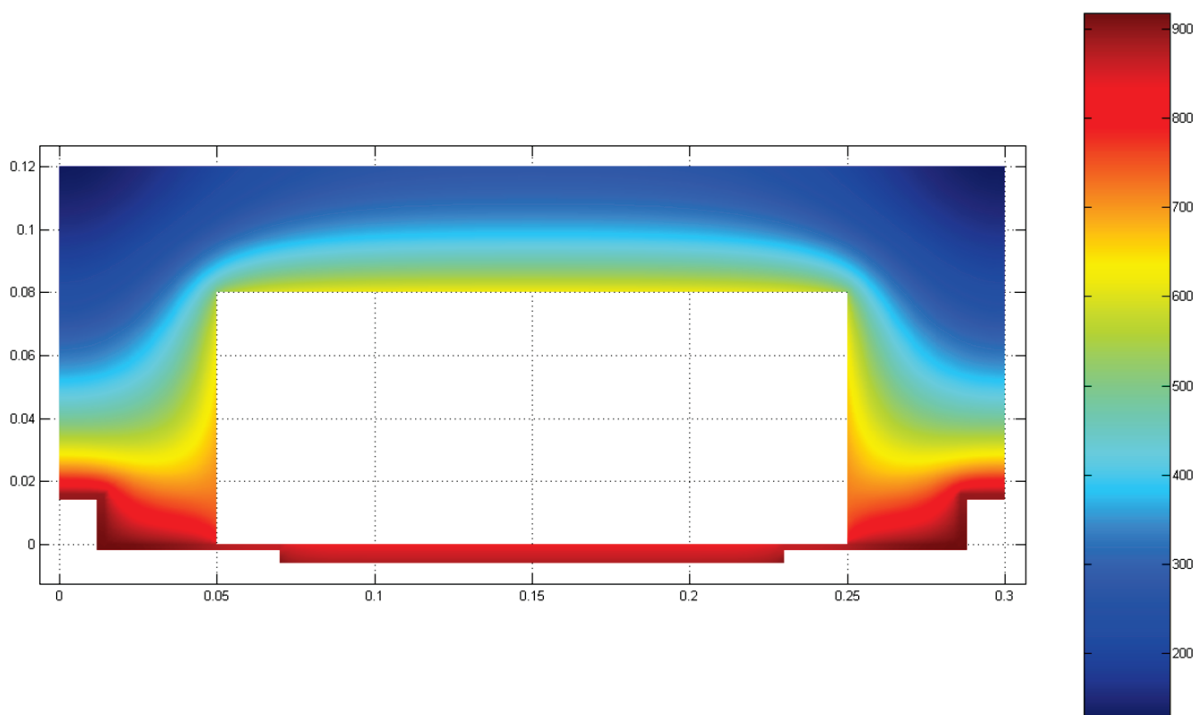
5. Análises das lajes preenchidas com bloco EPS apoiados sobre placa cimentícia

5.1 Laje tipo 12-4

Analisou-se o comportamento térmico da laje nervurada de concreto preenchida com bloco de EPS sobre placa cimentícia empregando-se o programa *Super TempCalc* [19]. Não se considerou na análise a presença do EPS em vista de ele ser consumido rapidamente pelo calor. Primeiramente, adotou-se a espessura da laje de concreto igual a 4 cm, altura da nervura a partir da capa igual a 8 cm, largura da nervura igual a 10 cm, placa cimentícia de 6,0 mm de espessura e a espessura da vigota metálica de 1,95 mm, conforme mostra a Figura 5.

Foram analisados os campos de temperatura para 30, 60, 90, 120, 150 e 180 minutos de exposição ao incêndio-padrão. Como exemplo apresentam-se nas Figuras 16 e 17, respectivamente, o campo térmico e as isotermas para 60 minutos.

Figura 16 - Campo de temperaturas após 60 minutos de incêndio



5.2 Outras espessuras de capa ou capa mais revestimento

Para avaliar o isolamento térmico da laje com placa cimentícia,

variou-se a espessura da capa de concreto de 4 a 8 cm. Tendo em vista que as propriedades físico-térmicas de argamassa de cimento e areia são próximas das do concreto, a espessura da capa usada nos modelos computacionais pode ser substituída, na

Figura 17 - Isotermas após 60 minutos de incêndio

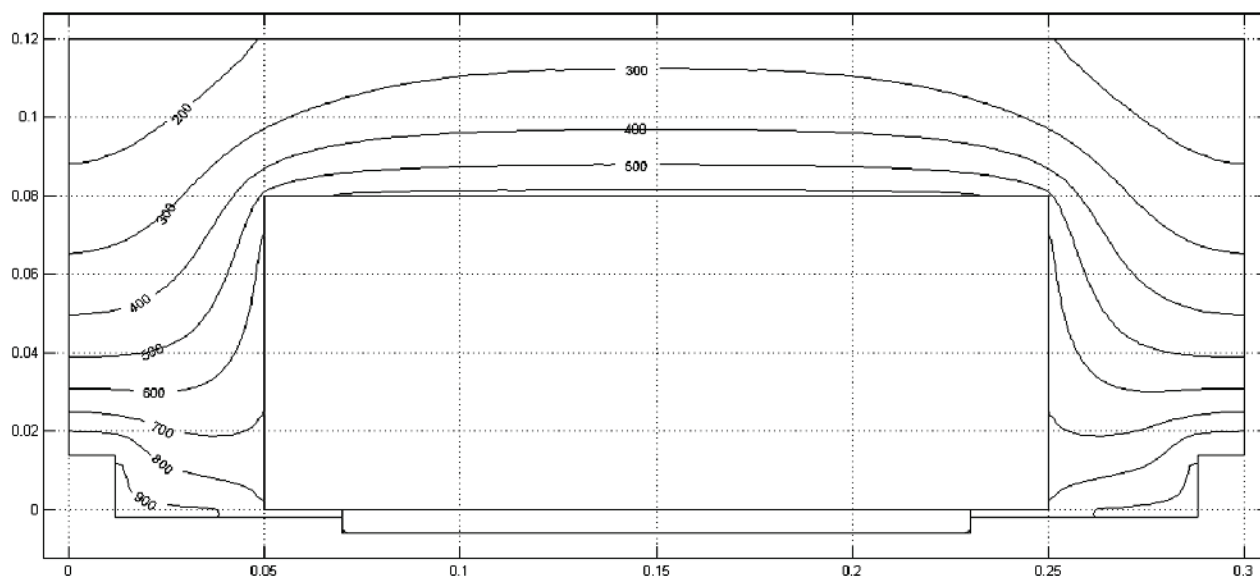


Tabela 16 - Temperaturas máximas e médias na face superior da laje com capa de 4 cm a 6 cm

Tempo (min)	Capa com 4 cm		Capa com 5 cm		Capa com 6 cm	
	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)
30	107	85,4	76	61,1	54	44,9
60	276	222,5	200	162,9	143	121,3
90	415	354,0	327	278,5	256	216,7
120	507	446,9	418	368,4	342	301,8
150	567	511,1	483	434,9	407	367,0
180	608	556,3	529	484,1	456	417,6

Tabela 17 - Temperaturas máximas e médias na face superior da laje com capa de 7 cm e 8 cm

Tempo (min)	Capa com 7 cm		Capa com 8 cm	
	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)	$\theta_{\text{máx}}$ (°C)	$\theta_{\text{méd}}$ (°C)
30	40	34,5	31	28,1
60	112	95,7	88	75,1
90	197	166,9	149	130,5
120	278	245,5	224	197,1
150	340	308,2	284	257,4
180	390	358,2	332	306,1

prática, pela espessura real da capa mais uma camada de argamassa de cimento e areia. A altura da nervura foi considerada igual a 8 cm. As temperaturas máximas e médias obtidas na face superior da laje para as espessuras de capa iguais a 4, 5, 6, 7 e 8 cm estão apresentadas nas Tabelas 16 e 17.

A partir das Tabelas 16 e 17 pode-se construir a Tabela 18 para isolamento térmico. Por curiosidade, incluem-se os valores normalizados pela ABNT NBR 15200:2012 no caso da ausência da placa cimentícia.

Para se empregar o método simplificado da temperatura-limite de 500 °C nas armaduras foi construída a Tabela 19 onde estão apresentadas as distâncias entre a face inferior da nervura e o ponto

mais baixo (d_1) e o mais alto (d_2) da isoterma de 500 °C e a mínima distância entre a isoterma de 500 °C e o topo da reentrância de aço (d_3), conforme mostra a Figura 18.

Para TRRF superiores a 120 min a isoterma de 500 °C corta a capa de concreto da laje. A armadura deveria ser colocada na capa e no meio da nervura o que não é praticável. Observando-se a Tabela 8, propõem-se a Tabela 20. Os valores foram arredondados em vista da dificuldade de precisão milimétrica em obra.

Os valores de c_1 da Tabela 20 são considerados elevados, porém para fins estruturais podem ser compensados aumentando a altura da nervura. Isso nada afetará os resultados encontrados neste trabalho.

6. Comparações à norma brasileira

Comparando-se as lajes preenchidas às sem preenchimento, elas deveriam seguir as recomendações da ABNT NBR 15200:2012 [3], apresentam-se na Tabela 21, de forma resumida, os resultados deste estudo e na última coluna as exigências da norma brasileira para TRRF em função do isolamento térmico.

Na Tabela 22 apresentam-se de forma resumida os resultados deste estudo e na última coluna as exigências da norma brasileira para c_1 mínimo.

7. Conclusões

Neste trabalho analisaram-se lajes mistas nervuradas pre-

Tabela 18 - Valores de TRRF para isolamento térmico

Espessura da capa mais argamassa de cimento e areia (cm)	TRRF isolamento térmico (min)	TRRF sem a placa (min)
4	30	-
5	59	-
6	72	30
7	87	45
8	103	60

Figura 18 - Laje mista incluindo distâncias controladas

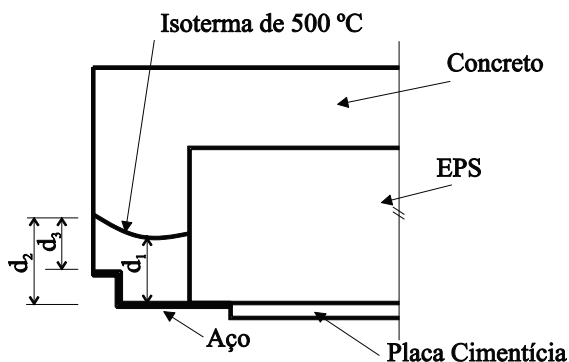


Tabela 19 - Distâncias da isoterma de 500 °C

Tempo (min)	d_1 (cm)	d_2 (cm)	d_3 (cm)
30	1,6	2,4	0,9
60	3,8	3,8	2,4
90	5,8	5,8	4,4

Tabela 20 - c_1 mínimo para a laje nervurada estudada

Tempo (min)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)
30	2,5	2,5
60	4,0	5,0
90	6,0	5,0

Tabela 21 - Valores de TRRF (min) para isolamento térmico de lajes mistas nervuradas do tipo 12-4

Espessura da capa mais argamassa de cimento e areia (cm)	Lajota cerâmica	Bloco de concreto celular	EPS sobre placa cimentícia	NBR 15200:2012 (3)
4	49	120	30	Não permitido
5	62	150	59	Não permitido
6	76	180	72	30
7	92	180	87	45
8	108	180	103	60

Tabela 22 – c_1 mínimo para a laje nervurada tipo 12-4

Tempo (min)	Lajota cerâmica		EPS sobre placa cimentícia		Bloco de concreto celular	NBR 15200:2012 (3)
	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)	c_1 vertical (cm)	c_1 horizontal (cm)	c_1 (cm)	c_1 (cm)
30	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
60	3,5	4,5	4,0	4,5	3,5	4,5
90	5,0	5,0	6,0	5,0	6,0	> 6,0
120	-	-	-	-	-	> 6,5
150	-	-	-	-	-	> 7,0
180	-	-	-	-	-	> 8,0

enchidas por lajotas cerâmicas, blocos de concreto celular e EPS sobre placa cimentícia, à temperatura elevada. Foram analisadas as condições de isolamento térmico e capacidade resistente.

A presença de qualquer dos três tipos de enchimento estudados melhora o desempenho da laje em incêndio, aumentando o tempo de resistência ao fogo e diminuindo o valor de c_1 mínimo, em relação às lajes sem enchimento com as mesmas dimensões das aqui estudadas.

Com base unicamente em análise numérica termostrutural, propõem-se valores de tempo de resistência ao fogo em função da capacidade de isolamento térmico e c_1 admitindo-se a temperatura-limite de 500 °C na armadura.

Em vista do ineditismo desta pesquisa e, principalmente, pela presença do grande espaço preenchido com ar aquecido nos furos da lajota cerâmica e no vazio provocado pela queima do EPS, os resultados relativos a isolamento térmico e à posição da armadura, aqui apresentados, devem ter comprovação experimental antes de serem empregados em projeto. Da mesma forma, a garantia de estanqueidade deve ser analisada experimentalmente, visto não ter sido alvo deste estudo.

O procedimento numérico conduziu a resultados que podem ser úteis para nortear os futuros ensaios.

8. Agradecimentos

Agradece-se à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à Tuper.

9. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de ao e concreto em situação de incêndio - procedimento. Rio de Janeiro, 2013.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: Componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- [05] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2-2: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002.
- [06] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.
- [07] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15220-2: Desempenho térmico de edificações Parte 2: Método de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações. Rio de Janeiro. 2005.
- [09] CADORIN, J. F. Compartment Fire Models for Structural Engineering, PhD Thesis, Faculté de Sciences Appliquées, Université de Liège. 2003.
- [10] INCROPERA. F. P.; DEWITT, D. P. Introduction to heat transfer. 901 p. Wiley. 2002.
- [11] SIPOREX. Available in <<http://www.siporex.com.br/>> Acesso em: 14/8/2012.
- [12] COSTRUPOR. Disponível em <<http://www.construpor.com.br/index.php?p=item2-1>> Acesso em: 14/8/2012.
- [13] SUPERBLOCO (Sical). Disponível em <http://www.superbloco.com.br/main/bloco_sical.php> Acesso em: 14/8/2012.
- [14] BARREIRA, E.; FREITAS, V. P. Evaluation of building materials using infrared thermography. Construction and Building Materials. Volume 21-1 , p. 218–224. January 2007.
- [15] GAWIN, D. J.; KOSNY, J. WILKES, K. Thermal Conductivity of Moist Cellular Concrete — Experimental and Numerical Study. American Society of Heating, Refrigerating and Air-Conditioning Engineers – ASHRAE. 2004.
- [16] KNAUF. Disponível em <www.knauf.com.br/> Acesso em: 14/8/2012.
- [17] BRASILIT. Disponível em <www.brasilit.com.br/> Acesso em: 14/8/2012.
- [16] ETERNIT. Disponível em <www.eternit.com.br/> Acesso em: 14/8/2012.
- [19] FIRE SAFETY DESIGN (FSD). TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, 2007.
- [20] PIERIN; I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 2011.

Comparative analysis of solutions in shallow foundations or in pile foundations for an industrial machine

Análise comparativa de soluções em fundações direta e sobre estacas para um equipamento industrial



L. P. MACABÚ^a
larissamacabu@gmail.com

S. H. C. SANTOS^a
sergiohampshire@gmail.com

S. S. LIMA^a
sdesouzalima@gmail.com

Abstract

This paper presents a methodology for the analysis of reinforced concrete rigid block foundations subjected to the vibrations due to the operation of machines. This analysis is important in the design of great industrial plants, where equipment of great size and high cost is present, and in which an adequate structural behavior is essential for the plant operation. The analysis methodology is initially presented, based on two computer programs, BLOCKSOLVER and PILAY. This methodology is applied in a comparative analysis of solutions in shallow foundations and in pile foundations for a Flue Gas Blower, equipment present in a petrochemical plant. The dynamic analysis is done for the two types of foundation, and also for a parametric variation in the shear modulus of the soil (G). The design of the foundation is done considering the geometrical limitations for the location of the equipment, consequent of the plant layout. The most important results are the maximum displacements, checked against the stringent limitations imposed by the design standards.

Keywords: machine foundations, dynamic analysis.

Resumo

Apresenta-se uma metodologia para a análise de fundações de concreto armado em bloco rígido, submetidas a vibrações decorrentes da operação de máquinas. Esta análise é fundamental no projeto de grandes instalações industriais, em que estão presentes fundações para equipamentos de grandes dimensões e custo elevado, e onde o comportamento estrutural adequado é essencial para a operação destas instalações. É apresentada inicialmente a metodologia de análise, baseada em dois programas computacionais, o BLOCKSOLVER e o PILAY. Esta metodologia é aplicada na análise comparativa de soluções em fundações diretas e sobre estacas de um soprador de gás, equipamento que integra os arranjos das refinarias petroquímicas. A análise dinâmica é feita para os dois tipos de fundação, fazendo também uma variação paramétrica do módulo de deformação transversal do solo (G). O dimensionamento da fundação é feito considerando o espaço limitado para a locação do equipamento determinado pelo arranjo da refinaria. Os resultados mais importantes são os deslocamentos máximos da fundação, que são verificados considerando as rigorosas limitações impostas pelas normas de projeto.

Palavras-chave: fundação de máquinas, análise dinâmica.

^a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil.

1. Introduction

The knowledge of the effects of the dynamics loads in structures is nowadays even more necessary, due to the crescent investments and the construction of new refineries with the purpose of aggregating crescent value to the production of Brazilian oil and gas, leading to the development of new technologies is several areas of technological knowledge.

The study of the effects of these loads supposes the specific knowledge of concepts of Dynamics Analysis, to be found in classical books, such as the ones from CLOUGH and PENZIEN [1], as well as in books recently published in Brazil, such as the ones authored by SOUZA LIMA and SANTOS [2] and BRASIL and SILVA [3], these two last ones specifically dedicated to the Civil Engineering. In the last one, valuable specific information for the design of Machine Foundations can be found, theme in which the technical bibliography is scarce, even in an international level. Objecting to complete this summary frame of references in this area, the already classical book from ARYA et al. [4] and the more recent one, from BHATIA [5], can be cited.

As examples of relevant normative recommendations, frequently followed in the design of machine foundations in Brazil, the German standards DIN 4024-1 [6] e DIN 4024-2 [7] and the specifications from PETROBRAS N-1848 [8] and from the American Concrete Institute ACI 351.3R-04 [9] can also be cited.

This paper intends to present a comparative analysis of solutions in shallow and deep foundations for a gas blower, equipment present in the layouts of petrochemical refineries. The study of the foundations behavior will be done varying some of the parameters for the analyses, such as the type of foundation (shallow or deep) and the soil shear moduli (G).

The foundation models are analyzed using a specific computer program for the dynamic analysis of machine foundations, the BLOCKSOLVER (COUTINHO and MENDES [10]). This program determines the maximum displacements in the frequency of operation, allowing for the calculation of the maximum vibration velocity of the foundation. For the analysis of the pile foundations, the program PILAY (NOVAK and ABOUL-ELLA [11]) will be also used. This program determines the stiffness coefficients (K_x , K_y e K_z), as well as the damping coefficients (C_x , C_y e C_z) of the piles, according to the characteristics of these piles and of the soil. These coefficients are used as input data for characterize the foundation in the BLOCKSOLVER program. The check of maximum allowed velocities is done following the criteria of Standard ISO 2372 [12]. The main conceptual objective in this machine foundation design is to find out a solution in which the operational frequencies are far enough from the frequencies of the foundation, in order to minimize the displacements caused by the application of the dynamic loads. The foundation design is done considering the limited available space for the location of the equipment, determined by the stringent plant layout. This design will consist in the definition of the geometric dimensions of the foundation block and in the selection of the best solution in the dynamic point of view, in shallow or deep foundations. This paper summarizes the Graduation Project (MACABÚ [13]) presented by the first author, under the orientation of the two other authors.

2. Method of analysis

The methodology of analysis is based on the programs BLOCK-

SOLVER, for the dynamic analyses of the shallow and deep foundations for the equipment and PILAY, for the evaluation of the stiffness and damping coefficients of the piles in the vertical and horizontal directions. These programs are described in the following.

2.1 The program BLOCKSOLVER

In the specific case of rectangular shallow foundations over homogeneous soil, the BLOCKSOLVER (COUTINHO and MENDES [10]) performs the whole analysis in a totally automatized way. In this case, the formulation of Wolf and Gazetas, found in WOLF [14], is applied.

In more general cases, impedance coefficients (springs and dampers), concentrated in the geometric center of the inferior face of the foundation block, shall be furnished to the program, as input data. In the specific case of pile foundations, these impedance coefficients shall be initially determined for isolated piles, by the PILAY program.

The dynamic analysis of rigid blocs, under harmonic loads, can be represented by a system of six differential equations of movement. This equations system can be written in the complex form, allowing for its solution in a matrix form, see CLOUGH and PENZIEN [1]:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F.e^{i\omega t} \quad (1)$$

The system machine-foundation presents the matrices M, C and K, of mass, damping and stiffness, respectively. The vector F corresponds to the amplitudes of applied forces and moments. The vector u(t) collects the variations in time of displacements and rotations in the six degrees of freedom; i is the imaginary unity and ω is the excitation circular frequency. As the problem is harmonic, u(t) can be written as a function of U, that corresponds to the unknown amplitudes of displacements and rotations, in the form:

$$u(t) = U.e^{i\omega t} \quad (2)$$

The problem is solved using the complex matrix algebra:

$$(-\omega^2 M + i\omega C + K).U.e^{i\omega t} = F.e^{i\omega t} \quad (3)$$

$$U = (-\omega^2 M + i\omega C + K)^{-1}.F \quad (4)$$

The mass matrix M is assembled from the geometric characteristics of the block and from the equipment masses. The damping and stiffness matrices C e K of the system are assembled from the elastic soil properties and from the type of foundation.

Figure 1 – Transversal section of the blower

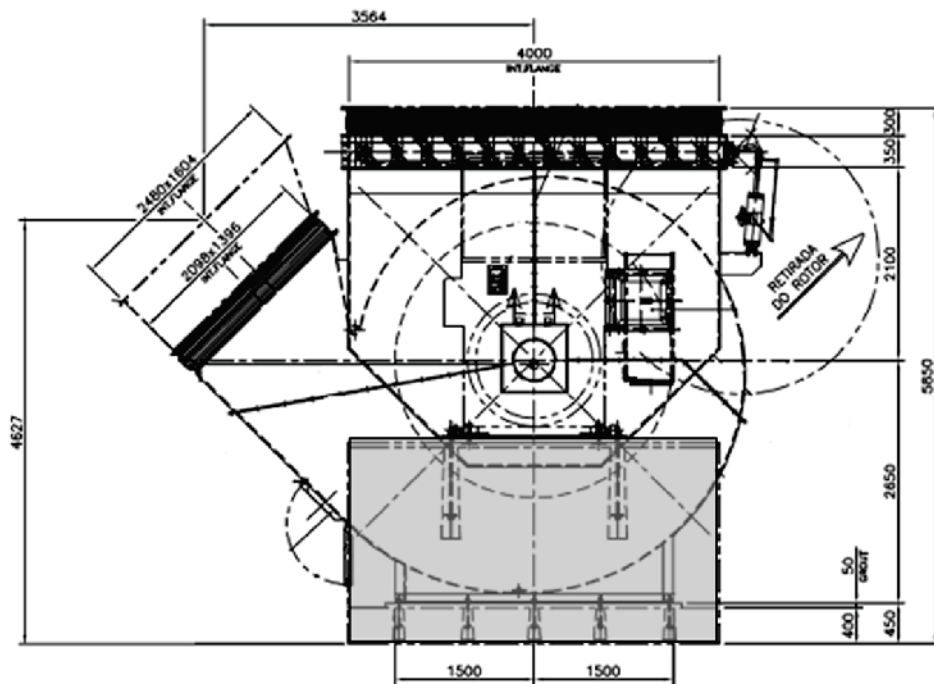


Figure 2 – Longitudinal section through the axis of the blower showing the fixation points of the equipment in the foundation concrete block

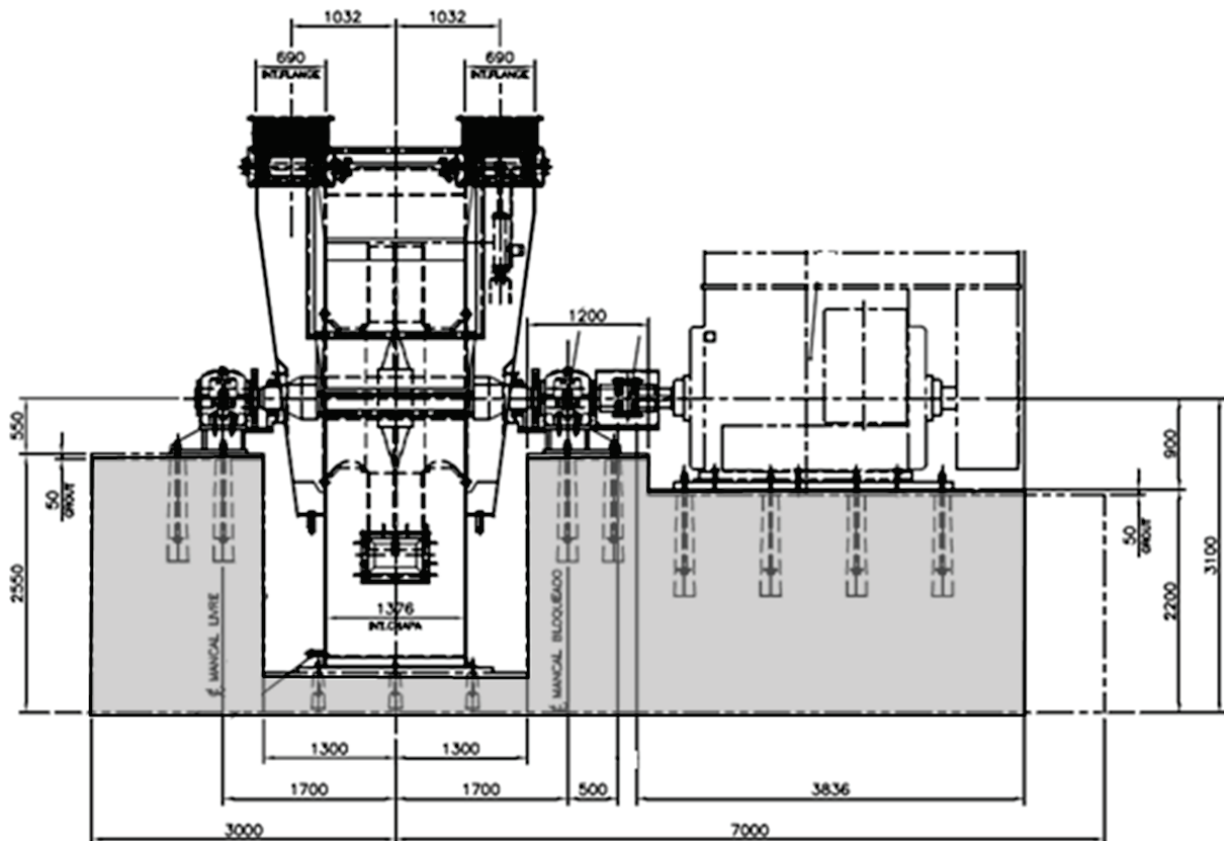


Table 1 – Static loads

Area	I	II	III	IV	Total
Static load (N)	-38073	-38073	-209254	-171381	-456781

Table 2 – Dynamic loads in the foundation

Area	Normal dynamic load (N)		Maximum dynamic load (N)		Axial load (N)
	Y	Z	Y	Z	X
I	2660	2660	4688	4688	0
II	2660	2660	4468	4468	0

Further details on the consideration of soil-structure interaction effects can be found in the original Graduation Project (MACABÚ [13]).

2.2 The program PILAY

The program PILAY (NOVAK and ABOUL-ELLA [11]) evaluates the stiffness and damping coefficients for an isolated pile. From these coefficients, the stiffness and damping coefficients for the whole foundation are determined, considering the total number and position of the piles (considering the group effect). These coefficients are input data for the analysis of the deep foundation in the BLOCKSOLVER program.

The PILAY was developed from the Nowak’s approach, considering that the soil layers are elastic and continuous, that the pile is circular and with solid transversal section, the pile material is linear elastic and the pile is perfectly linked to the soil, do not occurring separation between piles and soil.

For the calculation of the stiffness and damping coefficients, it is necessary to define the velocity of the shear waves corresponding to each soil layer. Characteristics of the pile and soil are also input parameters, such as: specific weight, Poisson coefficient, length, radius, transversal area and moment of inertia of the piles, Young modulus of the piles material, as well as thickness of the soil layers.

Figure 3 – Points of application of loads

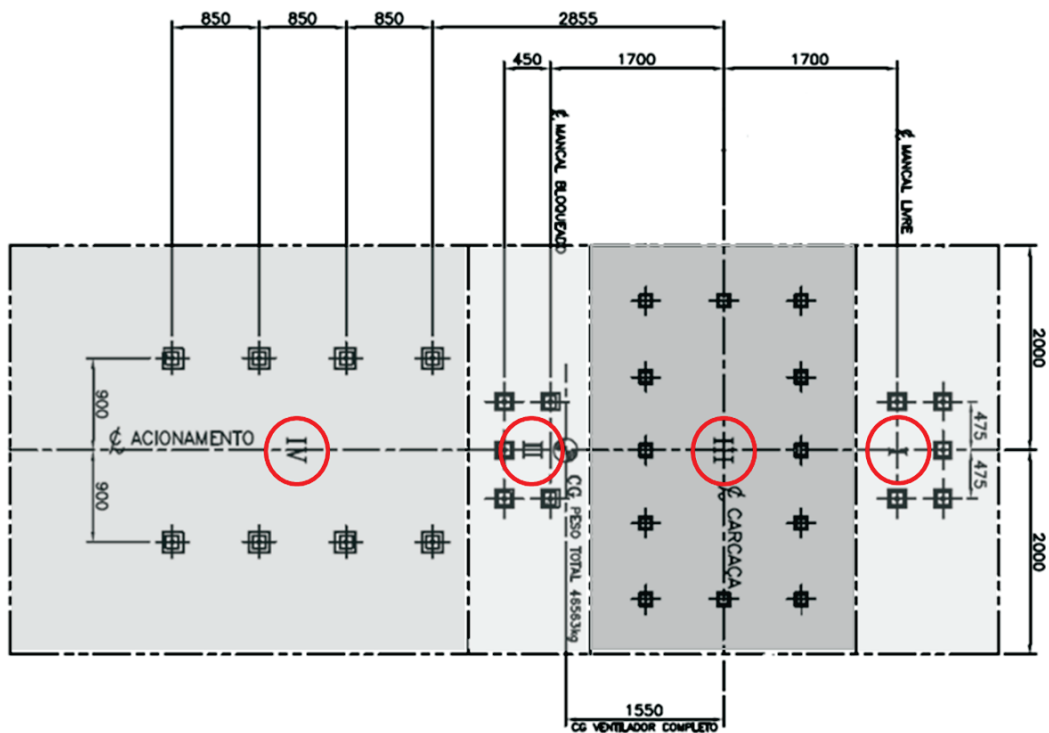
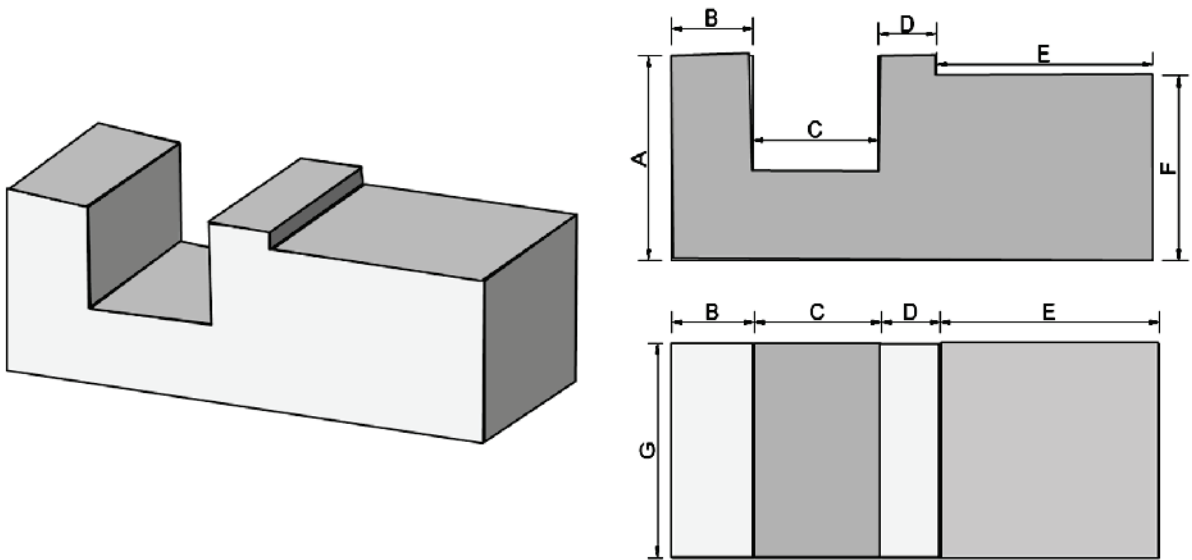


Figure 4 – Sketch of dimensions of the concrete block



3. Analyzed foundation

A comparative analysis between the two foundation solutions is presented, for an equipment mounted on a rigid reinforced concrete block, one on shallow foundation and the other one on deep foundation composed by eight concrete piles (with diameter $\Phi=25$ cm). A parametric variation for the soil shear moduli was considered. The two solutions are analyzed for the same loads, being the block on piles bigger in plant that the block in shallow foundation. This increase in dimensions was necessary in order to accomplish with the limitations in displacements, as explained in the sequel.

3.1 Characteristics of the equipment – Gas blower

The geometric dimensions of the equipment are shown in transversal and longitudinal sections in Figures 1 and 2, respectively. The loads and their respective application points are defined by the equipment supplier. In Table 1 the static loads applied in equip-

ment areas I, II, III e IV and dynamic loads applied in areas I e II are defined in Table 2, and shown in Figure 3.

The analyses were done for two different values of frequencies: in the blower frequency (19.75 Hz) and in the motor frequency (60 Hz). The results corresponding to these two frequencies were further combined following the criteria defined by ISO 2372 [12], applying the square root of the sum of the squares of the effective velocities obtained in the two frequencies.

3.2 Characteristics of the concrete block

The concrete block was designed following the recommendations of PETROBRAS document N-1848 [8]. The block centroid and the gravity center of the assemblage machine-block shall be in the same vertical line, being allowed a maximum eccentricity of 5% with relation to the corresponding dimension, according to these recommendations.

The block height was determined in order to be at least 1/5 of the

Table 3 – Dimension of the blocks

Dimension of the blocks (m)			
Shallow foundation		Pile foundation	
A = 3.70	E = 4.50	A = 3.70	E = 5.50
B = 1.70	F = 3.35	B = 2.70	F = 3.35
C = 2.60	G = 4.00	C = 2.60	G = 4.00
D = 1.20		D = 1.20	

Table 4 – Variation of G – shallow foundation

Soil shear modulus (kPa)		
Shallow foundation NSPT = 10		
Model 1	~50% G	30000
Model 2	100% G	72500
Model 3	~150% G	108000

Table 5 – Variation of G – pile foundation

	Soil shear modulus (kPa)		
	pile foundation		
	1 st layer - NSPT = 10	2 nd layer - NSPT = 26	3 rd layer - NSPT = 53
Model 1 ~ 50% G	30000	80000	135000
Model 2 100% G	72500	160000	270000
Model 3 ~ 150% G	108000	240000	405000

smaller block dimension in plan, nor smaller than 1/10 of the block bigger plan dimension. The block is in reinforced concrete, with $f_{ck} = 30$ MPa. The block dimensions were determined in order to be adequate to the equipment geometry, and are shown in Figure 4 and Table 3. Adopting for the pile foundation the same block dimensions considered for the shallow foundation, obtained displacement amplitudes became inadmissible. It was necessary to increase the dimensions of this pile foundation, in order to have more mass, reducing in this way the displacements to admissible values.

3.3 Characteristics of the soil

The soil, under the action of the forces produced by the operation of the equipment, presents a very small level of deformations, in the order of some micra (μm). This corresponds to a very small level of strains, allowing to the consideration of the soil behavior as linear and elastic. The several regions of the soil were considered as homogeneous.

The several considered soil parameters are defined as follows.

3.3.1 Shear modulus (G), Poisson coefficient (ν) e specific mass (ρ)

The soil shear modulus was empirically defined, due to the lack of specific tests for its determination. This parameter was evaluated as a function of the number of blows in the Standard Penetration

Test (SPT), according to OHSAKI and IWASAKI [15]:

$$G = 11,5 \times (N_{\text{spt}})^{0,8} \quad (5)$$

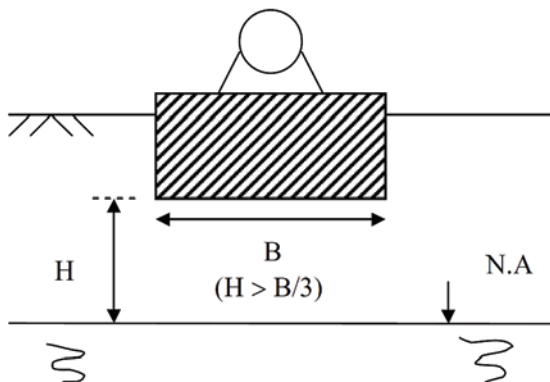
The number of blows in the SPT varies with the soil depth. These values were defined from the test report more representative for the analyzed foundation. Due to the imprecision of the adopted empirical formula and also due to the process of uniformization of the soil properties, a parametric variation of 50% of increase/decrease in the value of G was considered. The G values used in the three soil conditions are presented in Tables 4 and 5.

The value of $n = 0.35$ was adopted for the Poisson coefficient. The eventual variation in the numerical value of this parameter has an influence in the results much smaller than the variation in the values of G. For the specific mass the value of $\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$ is considered.

3.3.2 Consideration on the phreatic water level

The presence of high phreatic water level leads to an amplification on the vibrations, propagating them to long distances, and also can lead to the compactation in saturated sand layers. In this way, in order to make possible a solution in shallow foundation, it is recommended that the distance between the bottom of the block and the water level shall be at least three times the smaller horizontal dimension of the block, as shown in Figure 5.

Figure 5 – Minimum distance between the foundation block and the water level



4. Results of the analyses

4.1 Shallow foundation

The maximum foundation displacements in the directions X, Y and Z for each excitation frequency and according to each value of the soil shear modulus are presented in Table 6.

The maximum velocities can be evaluated from the values of the displacements obtained by the program, using the following formula (CLOUGH and PENZIEN [1]):

$$v = 2 \times \pi \times f \times d \quad (6)$$

Table 6 – Maximum displacements in directions X, Y and Z for each G value

f (Hz)	G (kN/m ²)	Translation X (10 ⁻³ mm)	Translation Y (10 ⁻³ mm)	Translation Z (10 ⁻³ mm)
19,75	30000	5.2	19.8	18.8
	72500	5.1	28.2	20.1
	108000	5.1	32.6	20.6
60,0	30000	0.2	1.9	1.9
	72500	0.3	1.9	1.9
	108000	0.4	2.0	2.0

Table 7 – Effective velocities in directions X, Y and Z for each G value

G (kN/m ²)	Effective velocities		
	Velocity X (mm/s)	Velocity Y (mm/s)	Velocity Z (mm/s)
30000	0.46	1.81	1.73
72500	0.46	2.53	1.84
108000	0.46	2.91	1.88

where:

v = velocity (mm/s)

f = frequency of operation (Hz)

d = displacement (mm)

As there are two different frequencies of operation, the effective velocities are defined as a function of the above determined velocities, with the following equation:

$$v_{rms} = \sqrt{(v_1^2 + v_2^2)}/2 \tag{7}$$

In this way, the effective velocity is obtained by the combination of the velocities for the frequencies of 19.75 Hz e 60 Hz, as presented in Table 7.

According to ISO 2372 [12], the analyzed equipment can be classified as a Heavy Machine (Class III). Velocities up to 1.8 mm/s are classified in the optimal range, between 1.8 and 4.5 mm/s are in the acceptable range, between 4.5 a 11.2 mm/s in are the tolerable range and the velocities superior to 11,2 mm/s are non-tolerable. The maximum obtained velocity was 2.91 mm/s, occurring in the

Figure 6 – Frequency x Translation Y (solution in shallow foundation)

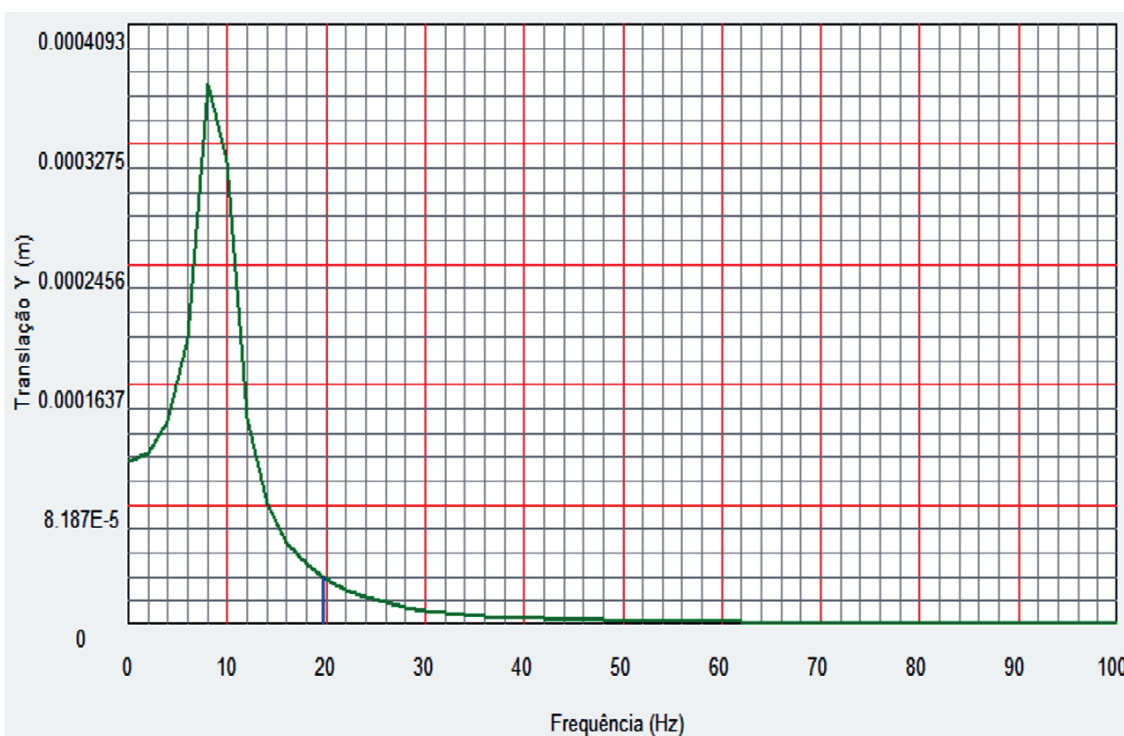


Table 8 – Stiffness and damping coefficients – Model 1

Model 1							
Frequency = 19.75 Hz				Frequency = 60 Hz			
PILAY output							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KWW	343660	CWW	407	KWW	355180	CWW	383
KUU	62683	CUU	163	KUU	64855	CUU	150
Considering the 8 piles							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KZ	27492805	CZ	3255	KZ	2841440	CZ	3063
KX = KY	01464	CX = CY	1305	KX = KY	518840	CX = CY	1201
KZZ	5004611	CZZ	13023	KZZ	5178023	CZZ	11983
KXX	2749280	CXX	3255	KXX	2841440	CXX	3063
KYY	24688534	CYY	29227	KYY	25516131	CYY	27505

horizontal direction (Y), for the bigger value of shear modulus (G). This velocity is then in the acceptable range. Therefore, according to the criteria established in ISO 2372 [12], and also considering that the eigenfrequency of the foundation is far from the exciting frequency, as shown in Figure 6 (obtained with the program BLOCKSOLVER), the proposed solution is acceptable.

In the other hand, considering the most representative SPT report, it can be seen that the water level is in a distance closer than three times the smaller dimension of the block, it can be concluded that a solution in piles shall be also analyzed.

4.2 Pile foundation

For the three considered conditions of soil stiffness (Models 1, 2 and 3) the values of the stiffness and damping coefficients obtained by the program PILAY, as well as condensed coefficients in the center of the block, are presented in Tables 8, 9 and 10 for each one of the frequencies of operation. In this evaluation, considering the distance between piles, the group effect was disregarded.

The displacements of the foundation in directions X, Y and Z for

each frequency of excitation and according to each value of soil shear modulus are presented in Table 11. The effective velocities, resulting from the combination of the velocities for the different frequencies, are presented in Table 12. The maximum found effective velocity was 4.20 mm/s, occurring in the vertical direction (Z) for the bigger value of the shear modulus (G), and is in the acceptable classification range. In this case, the eigenfrequency is still far from the frequency of excitation, as shown in Figure 7.

As for the pile foundation there are not restrictions regarding the water level, this solution becomes more adequate relatively to the shallow foundation.

5. Conclusions

In this paper, the procedure followed for making possible the foundation for a typical equipment with dynamic loads in an industrial plant is presented. For this, a comparative analysis was done between solutions in shallow and pile foundations. Through the use of the programs PILAY and BLOCKSOLVER it was possible to evaluate the foundation displacements caused by the dy-

Table 9 – Stiffness and damping coefficients – Model 2

Model 2							
Frequency = 19.75 Hz				Frequency = 60 Hz			
PILAY output							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KWW	472230	CWW	425	KWW	481210	CWW	417
KUU	117830	CUU	200	KUU	121030	CUU	196
Considering the 8 piles							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KZ	3777840	CZ	3401	KZ	3849680	CZ	3335
KX = KY	942640	CX = CY	1598	KX = KY	968240	CX = CY	1568
KZZ	9407547	CZZ	15949	KZZ	9663035	CZZ	15652
KXX	3777840	CXX	3401	KXX	3849680	CXX	3335
KYY	33925003	CYY	30537	KYY	34570126	CYY	14084

Table 10 – Stiffness and damping coefficients – Model 3

Model 3							
Frequency = 19.75 Hz				Frequency = 60 Hz			
PILAY output							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KWW	559250	CWW	428	KWW	566940	CWW	422
KUU	156710	CUU	216	KUU	160120	CUU	213
Considering the 8 piles							
Stiffness coefficient		Damping coefficient		Stiffness coefficient		Damping coefficient	
KZ	4474000	CZ	3421	KZ	4535520	CZ	3372
KX = KY	1253680	CX = CY	1731	KX = KY	1280960	CX = CY	1705
KZZ	12511726	CZZ	17273	KZZ	12783981	CZZ	17015
KXX	4474000	CXX	3421	KXX	4535520	CXX	3372
KYY	40176520	CYY	30722	KYY	40728970	CYY	30284

Table 11 – Displacements in directions X, Y and Z for each G value

f (Hz)	G (%)	Translation X (10 ⁻³ mm)	Translation Y (10 ⁻³ mm)	Translation Z (10 ⁻³ mm)
19,75	50%	3.46	13.42	25.50
	100%	3.13	11.26	35.26
	150%	3.15	8.73	47.46
60,0	50%	0.03	1.58	1.67
	100%	0.05	1.57	1.70
	150%	0.21	1.87	2.17

dynamic loads. In this way, the foundation displacements can be well controlled and limited.

From the obtained values of displacements, the corresponding effective velocities were determined. Considering that the analyzed equipment presents two frequencies of excitation, the effective velocities were determined through the combination of results. In the analysis of the shallow foundation, the maximum obtained velocity was 2.91 mm/s, occurring in the horizontal direction (Y). In the analysis of the pile foundation, the maximum obtained velocity was 4.20 mm/s, occurring in the vertical direction (Z). Although the velocity in the pile foundation is 40% bigger than the one in the shallow foundation, both are in the acceptable range, according to the criteria established by ISO 2372 [12].

Analyzing the reports of the more representative SPT test, it can be observed that the water level is a distance closer than three times the smaller block dimension. Therefore, the pile foundation is considered as the best solution.

In order to obtain satisfactory results for the solution in piles, it was necessary to increase the foundation mass, increasing the horizontal block dimensions, in order to reduce displacements and separate the eigenfrequencies from the frequency of operation. The difficulty for this increase of the mass was the restriction imposed by the adjacent foundations, in order to avoid interferences with them.

6. References

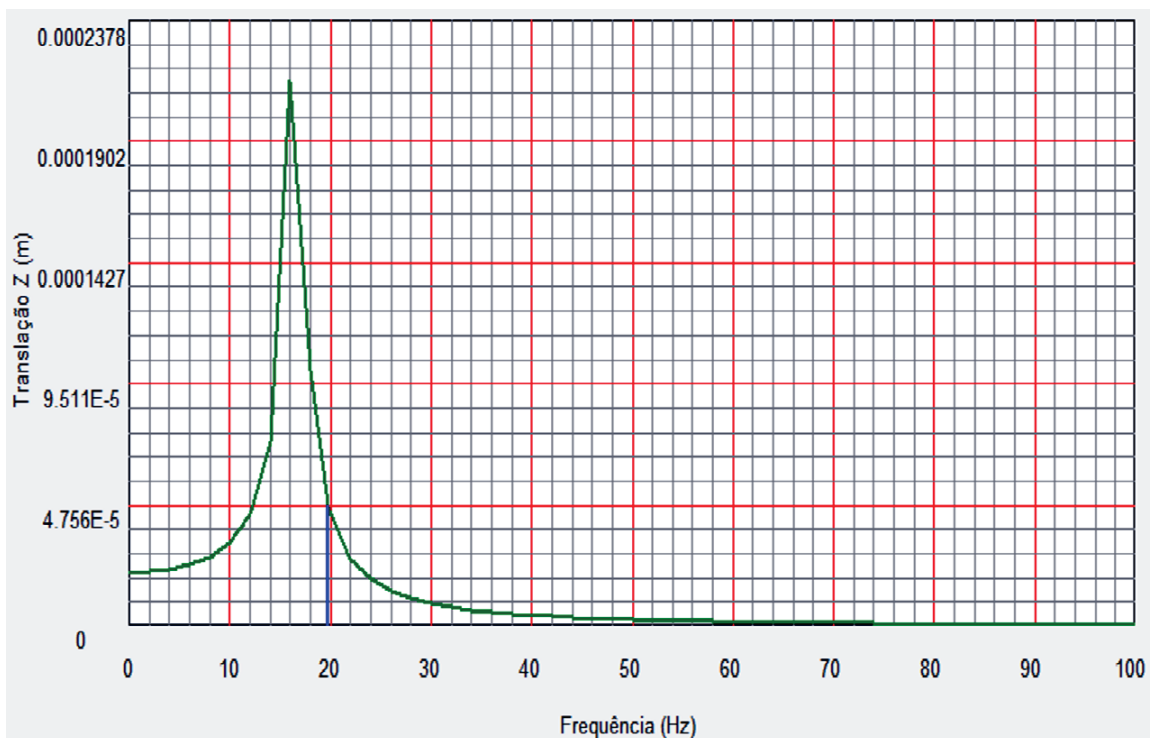
- [01] CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Co – Second Edition, Singapore, 1993.
- [02] SOUZA LIMA, S.; SANTOS, S.H.C. Análise Dinâmica das Estruturas, Editora Ciência Moderna, Rio de Janeiro, 2008.
- [03] BRASIL, R.M.L.R.F.; SILVA, M.A. Introdução à Dinâmica das Estruturas, Editora Edgard Blücher, São Paulo, 2013.
- [04] ARYA, S.; O’NEILL M.; PINCUS, G. Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines, Gulf Publishing, Houston, 1979.
- [05] BATHIA, K.G., Foundations for Industrial Machines, D-CAD Publishers, New Delhi, 2008.
- [06] DEUTCHES INSTITÜT FOR NORMUNG. DIN 4024-1 – Machine Foundations; Flexible Structures that Support Machines with Rotating Elements. 1988.

Table 12 – Effective velocities in directions X, Y and Z for each G value

G (%)	Effective velocities		
	Velocity X (mm/s)	Velocity Y (mm/s)	Velocity Z (mm/s)
50%	0.30	1.25	2.28
100%	0.27	1.07	3.13
150%	0.28	0.91	4.20

- [07] DEUTCHES INSTITÜT FOR NORMUNG. DIN 4024-2 – Machine Foundations; Rigid Foundations for Machinery with Periodic Excitation. 1991.
- [08] PETROBRAS. N 1848 – Projeto de Fundações de Máquinas. 2008.
- [09] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 351.3R-04 - Foundations for Dynamic Equipment, 2011.
- [10] COUTINHO, D.S.A.; MENDES, C.H.F. Projecto Automatizado de Fundações de Máquinas. Projeto Final de Curso, Rio de Janeiro, DME/POLI/UFRJ, 2007.
- [11] NOVAK, M.; ABOUL-ELLA, F. PILAY – A Computer Program for Calculation of Stiffness and Damping of Piles in Layered Media. Systems Analysis Control and Design Activity (SACDA), The University of Western Ontario, London, Canada, 1977.
- [12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2372 – Mechanical Vibration of Machines with Operation Speeds from 10 to 200 rev/s, 1974.
- [13] MACABÚ, L.P. Análise Comparativa de Soluções em Fundação Direta e Sobre Estacas para um Equipamento em uma Instalação Industrial. Projeto de Graduação, Departamento de Estruturas, Escola Politécnica da UFRJ, Setembro de 2011.
- [14] WOLF, P.J. Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice Hall, 1994.
- [15] OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soil and Foundations, JSSMFE, v.14, nº4, p. 59-73, Dec. 1973.

Figure 7 – Frequency x Translation Z (solution in pile foundation)



Comparative analysis of solutions in shallow foundations or in pile foundations for an industrial machine

Análise comparativa de soluções em fundações direta e sobre estacas para um equipamento industrial



L. P. MACABÚ^a
larissamacabu@gmail.com

S. H. C. SANTOS^a
sergiohampshire@gmail.com

S. S. LIMA^a
sdesouzalima@gmail.com

Abstract

This paper presents a methodology for the analysis of reinforced concrete rigid block foundations subjected to the vibrations due to the operation of machines. This analysis is important in the design of great industrial plants, where equipment of great size and high cost is present, and in which an adequate structural behavior is essential for the plant operation. The analysis methodology is initially presented, based on two computer programs, BLOCKSOLVER and PILAY. This methodology is applied in a comparative analysis of solutions in shallow foundations and in pile foundations for a Flue Gas Blower, equipment present in a petrochemical plant. The dynamic analysis is done for the two types of foundation, and also for a parametric variation in the shear modulus of the soil (G). The design of the foundation is done considering the geometrical limitations for the location of the equipment, consequent of the plant layout. The most important results are the maximum displacements, checked against the stringent limitations imposed by the design standards.

Keywords: machine foundations, dynamic analysis.

Resumo

Apresenta-se uma metodologia para a análise de fundações de concreto armado em bloco rígido, submetidas a vibrações decorrentes da operação de máquinas. Esta análise é fundamental no projeto de grandes instalações industriais, em que estão presentes fundações para equipamentos de grandes dimensões e custo elevado, e onde o comportamento estrutural adequado é essencial para a operação destas instalações. É apresentada inicialmente a metodologia de análise, baseada em dois programas computacionais, o BLOCKSOLVER e o PILAY. Esta metodologia é aplicada na análise comparativa de soluções em fundações diretas e sobre estacas de um soprador de gás, equipamento que integra os arranjos das refinarias petroquímicas. A análise dinâmica é feita para os dois tipos de fundação, fazendo também uma variação paramétrica do módulo de deformação transversal do solo (G). O dimensionamento da fundação é feito considerando o espaço limitado para a locação do equipamento determinado pelo arranjo da refinaria. Os resultados mais importantes são os deslocamentos máximos da fundação, que são verificados considerando as rigorosas limitações impostas pelas normas de projeto.

Palavras-chave: fundação de máquinas, análise dinâmica.

^a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil.

1. Introdução

O conhecimento dos efeitos das cargas dinâmicas nas estruturas se torna cada vez mais necessário, devido aos crescentes investimentos e construção de novas refinarias com o objetivo de agregar valor à crescente produção de petróleo e gás nacional, levando ao desenvolvimento de novas tecnologias nas mais diversas áreas do conhecimento técnico.

O estudo dos efeitos destas cargas exige o conhecimento específico dos conceitos da Análise Dinâmica, presente em livros clássicos como os de CLOUGH e PENZIEN [1] e também em livros recentemente publicados no Brasil, como SOUZA LIMA e SANTOS [2] e BRASIL e SILVA [3], estes dois últimos voltados especificamente para a Engenharia Civil. Neste último, encontramos também valiosas informações específicas para o projeto de Fundações de Máquinas, tema que se resente de bibliografia atualizada, mesmo a nível internacional. Com o objetivo de completar um quadro sumário de referências nesta área, podemos citar, neste assunto, os livros de ARYA et al. [4], já clássico e o mais recente de BHATIA [5].

Como exemplo de recomendações normativas relevantes, frequentemente seguidas nos projetos de fundações de máquinas no Brasil, podemos citar as normas alemãs DIN 4024-1[6] e DIN 4024-2 [7], e as recomendações da PETROBRAS N-1848 [8] e do American Concrete Institute ACI 351.3R-04 [9].

Este trabalho tem como objetivo apresentar a análise comparativa de soluções em fundações diretas e sobre estacas de um soprador de gás, equipamento que integra os arranjos das refinarias petroquímicas. O estudo de seu comportamento será feito variando alguns parâmetros na análise, como o tipo de fundação (superficial ou profunda) e o módulo de deformação transversal do solo (G).

Os modelos das fundações serão analisados em um programa específico para análise dinâmica de fundações de máquinas, o BLOCKSOLVER (COUTINHO e MENDES [10]). Esse programa fornece os deslocamentos máximos na frequência de operação, o que permite calcular também a máxima velocidade de vibração da fundação. Para a análise das fundações profundas também será utilizado o programa PILAY (NOVAK e ABOUL-ELLA [11]). Este programa fornece os coeficientes de rigidez (K_x , K_y e K_z) e os coeficientes de amortecimento (C_x , C_y e C_z) da fundação, de acordo com as características das estacas e do solo. Esses coeficientes são utilizados como dados de entrada para caracterizar a fundação no programa BLOCKSOLVER. A verificação das velocidades máximas será feita segundo critérios da norma ISO 2372 [12].

O objetivo conceitual principal neste projeto de fundações de máquinas é o de encontrar uma solução que afaste a frequência de operação das frequências próprias do conjunto estrutural, desta forma minimizando os deslocamentos decorrentes da aplicação das cargas dinâmicas. O dimensionamento da fundação será feito considerando o espaço limitado para a locação do equipamento determinado pelo arranjo da refinaria. Este dimensionamento consistirá na definição das dimensões geométricas do bloco e na escolha da melhor solução do ponto de vista dinâmico, em fundação direta ou sobre estacas. Este artigo resume o Projeto de Graduação (MACABÚ [13]) apresentado pela primeira autora, sob a orientação dos dois outros autores.

2. Método de análise

A metodologia de análise se apoia nos programas BLOCKSOL-

VER, para a análise dinâmica das fundações direta e sobre estacas do equipamento e PILAY, para a avaliação dos coeficientes de rigidez e amortecimento de estacas nas direções vertical e horizontal. Estes programas são descritos a seguir.

2.1 O programa BLOCKSOLVER

No caso específico de fundações retangulares diretas sobre solo homogêneo, o BLOCKSOLVER (COUTINHO e MENDES [10]) efetua toda a análise de forma totalmente automatizada. Neste caso, utiliza a formulação de Wolf e Gazetas, encontrada em WOLF [14]. Em casos mais gerais, o programa deve receber, como dados de entrada, coeficientes de impedância (molas e amortecedores), concentrados no centro geométrico da face inferior do bloco de fundação. No caso específico de fundações sobre estacas, estes coeficientes de impedância devem ser inicialmente determinados para as estacas isoladas, pelo programa PILAY.

A análise dinâmica de blocos rígidos, submetidos a cargas harmônicas, recai em um sistema de seis equações diferenciais de movimento. Este sistema de equações pode ser escrito na forma complexa, o que permite seu tratamento de forma matricial, ver CLOUGH e PENZIEN [1]:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F.e^{i\omega t} \quad (1)$$

O sistema máquina-fundação tem matrizes M, C e K de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente. O vetor F corresponde às amplitudes das forças e dos momentos aplicados. O vetor u(t) coleciona as variações no tempo dos deslocamentos e rotações nos seis graus de liberdade; i é a unidade imaginária e ω é a frequência circular de excitação. Como o problema é harmônico, u(t) pode ser escrito em função de U, que corresponde às amplitudes incógnitas dos deslocamentos e rotações, na forma:

$$u(t) = U.e^{i\omega t} \quad (2)$$

O problema é resolvido pela álgebra matricial complexa:

$$(-\omega^2 M + i\omega C + K).U.e^{i\omega t} = F.e^{i\omega t} \quad (3)$$

$$U = (-\omega^2 M + i\omega C + K)^{-1}.F \quad (4)$$

A matriz de massa M é montada a partir das características geométricas da base e das massas do equipamento. As matrizes de amortecimento e de rigidez C e K do sistema são montadas a partir das propriedades elásticas do solo e do tipo de fundação.

Figura 1 – Corte transversal do soprador

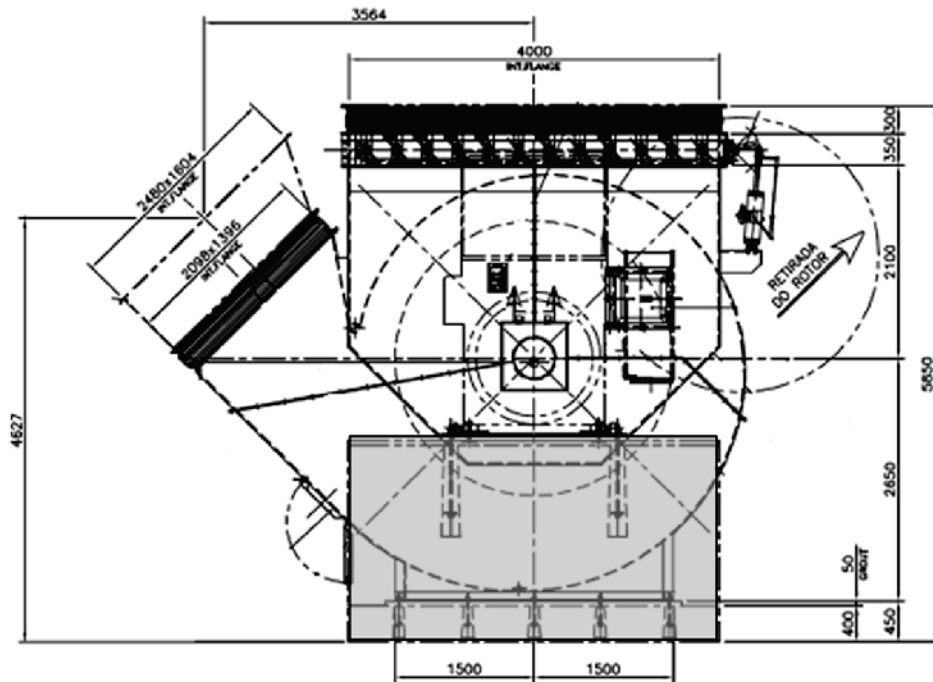


Figura 2 – Corte longitudinal pelo eixo do soprador mostrando os pontos de fixação do equipamento no bloco de concreto da fundação

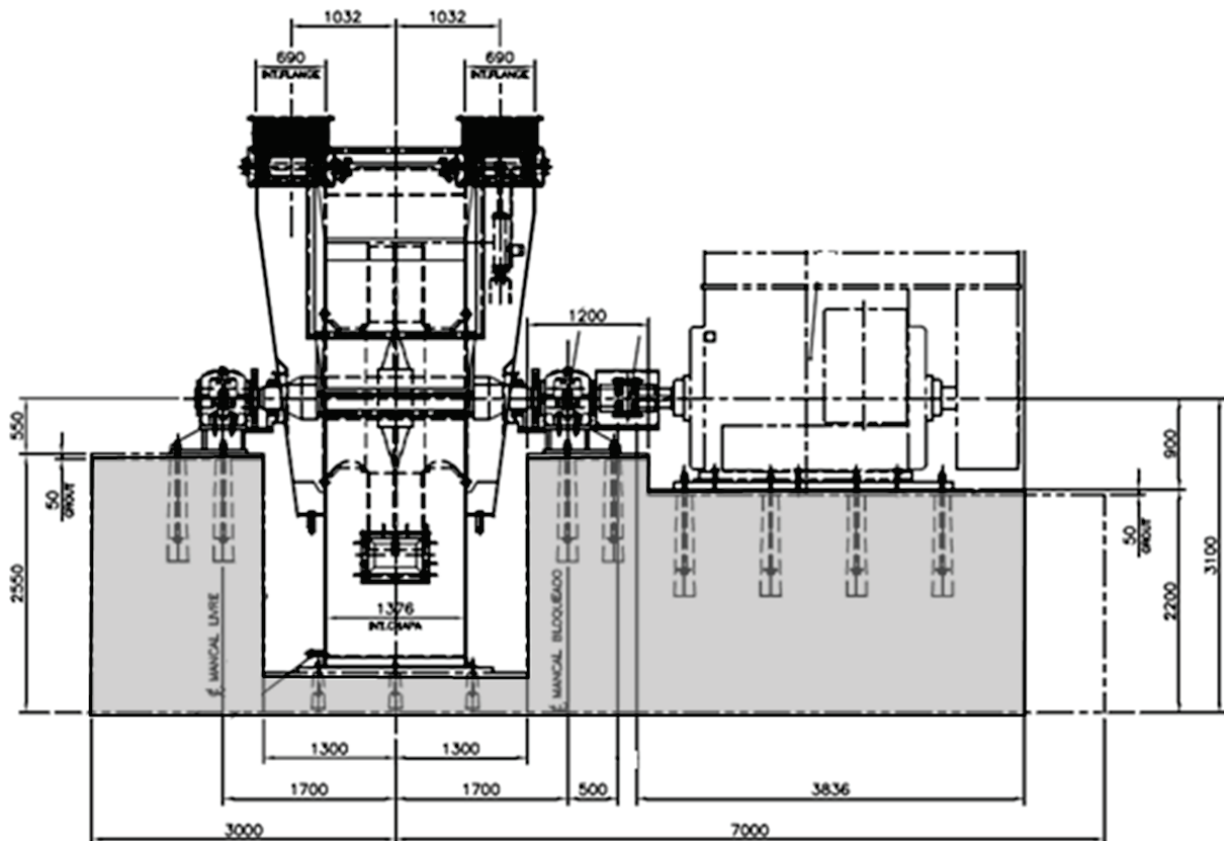


Tabela 1 – Carga estática

Área	I	II	III	IV	Total
Carga estática (N)	-38073	-38073	-209254	-171381	-456781

Tabela 2 – Cargas dinâmicas na fundação

Área	Carga dinâmica normal (N)		Carga dinâmica máxima (N)		Carga axial (N)
	Y	Z	Y	Z	X
I	2660	2660	4688	4688	0
II	2660	2660	4468	4468	0

Maiores detalhes sobre a consideração dos efeitos de interação solo-estrutura podem ser encontrados no Projeto de Graduação original (MACABÚ [13]).

2.2 O programa PILAY

O programa PILAY (NOVAK e ABOUL-ELLA [11]) calcula os coeficientes de rigidez e de amortecimento para uma estaca isolada. A partir desses coeficientes, são calculados os coeficientes de rigidez e amortecimento da fundação, considerando o número total e o posicionamento das estacas (considerando o efeito de grupo).

Esses coeficientes são dados de entrada para a análise da fundação profunda no programa BLOCKSOLVER.

O PILAY foi desenvolvido a partir da abordagem de Novak, a qual pressupõe que as camadas de solo são elásticas e contínuas, que a estaca é circular e tem seção transversal sólida, que o material da estaca é elástico linear e que a estaca está perfeitamente conectada ao solo, não ocorrendo separação entre a estaca e o solo. Para o cálculo dos coeficientes de rigidez e amortecimento é necessário definir a velocidade de propagação das ondas de cisalhamento correspondente a cada camada de solo. Características da estaca e do solo também são parâmetros de entrada, como: peso

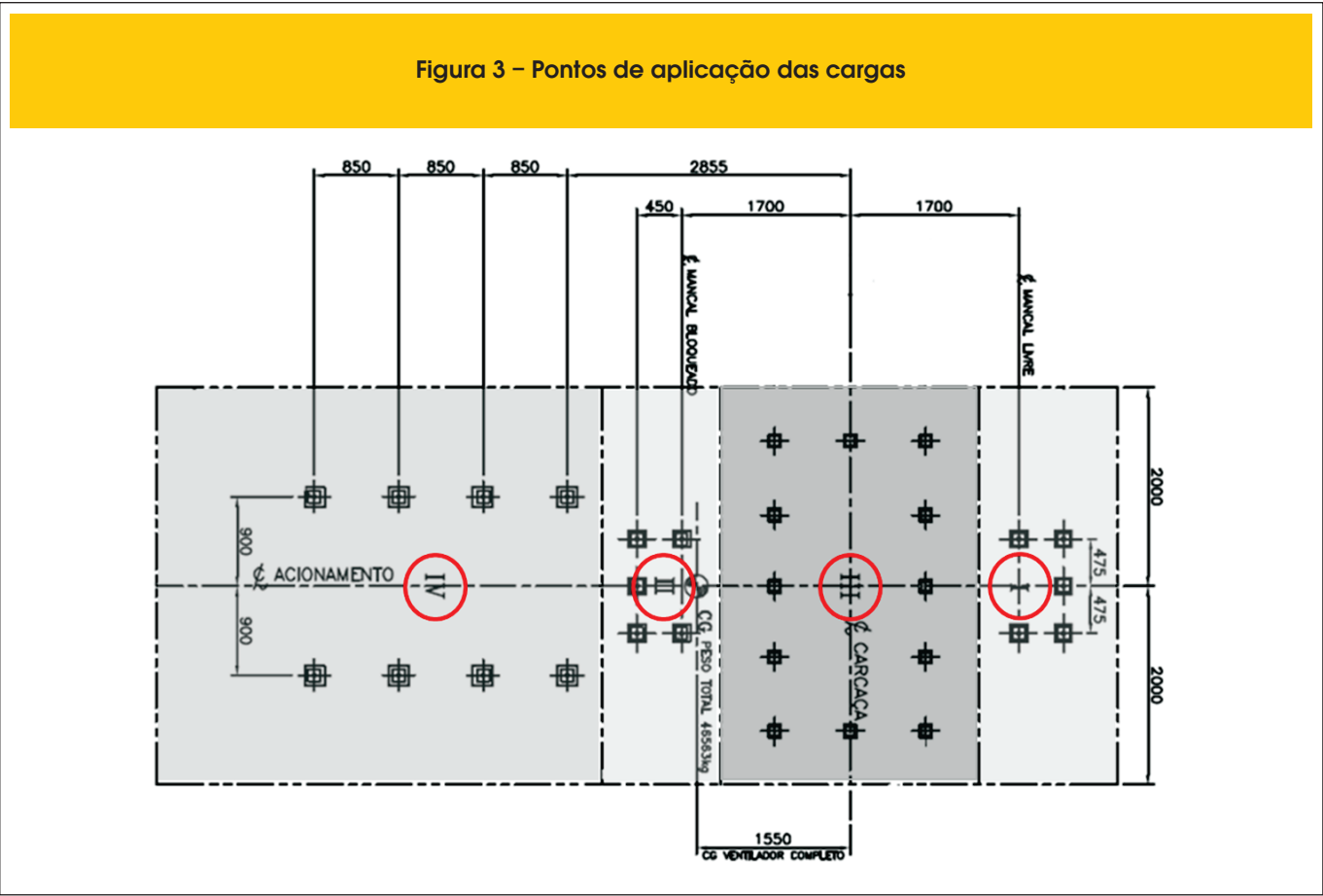
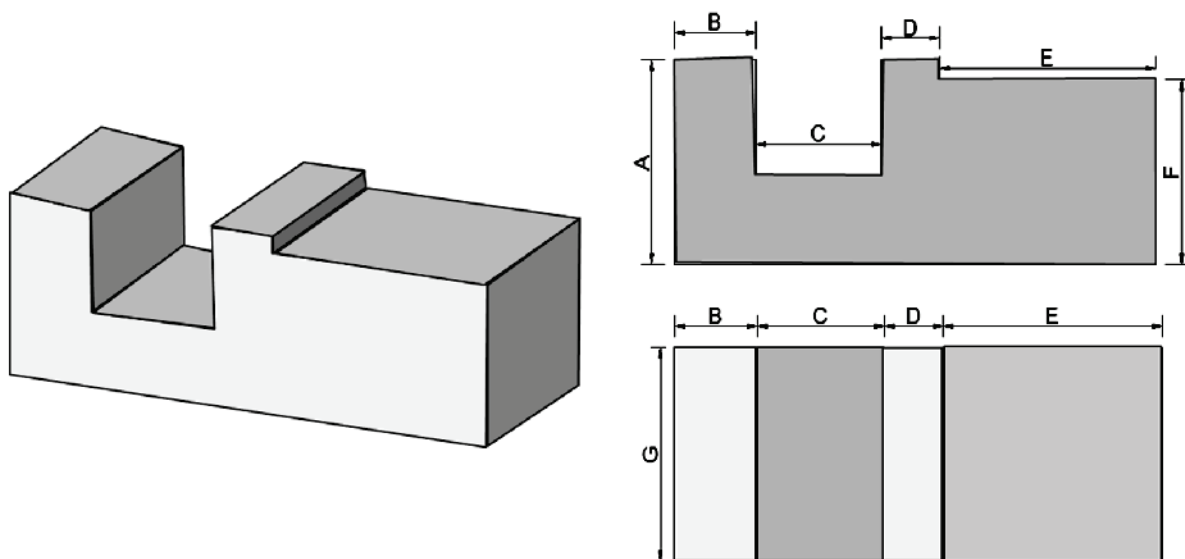


Figura 4 – Esquema das dimensões da base de concreto



específico, coeficiente de Poisson, comprimento da estaca, raio da estaca, área da seção transversal, módulo de elasticidade do material da estaca, momento de inércia da seção transversal da estaca e espessura das camadas representativas do solo.

3. Fundação analisada

É apresentada uma análise comparativa com duas soluções para as fundações de um equipamento montado em uma base rígida em concreto armado, sobre fundação direta e sobre fundação profunda constituída de oito estacas raiz (com diâmetro $\Phi=25$ cm). Foi considerada uma variação paramétrica para o módulo de deformação transversal do solo. As duas soluções são analisadas para os mesmos carregamentos, sendo que a base da fundação sobre estacas necessitou ser maior em planta do que a base para a fundação direta. Este aumento de dimensões foi necessário para atender às limitações de deslocamentos, conforme esclarecido a seguir.

3.1 Características do equipamento – soprador de gás

As dimensões geométricas do equipamento são mostradas em seções transversal e longitudinal nas Figuras 1 e 2, respectivamente. As cargas e seus pontos de aplicação são definidos pelo fornecedor do equipamento. Na Tabela 1 são mostradas as cargas estáticas aplicadas nas áreas I, II, III e IV do equipamento e na Tabela 2 as cargas dinâmicas aplicadas nas áreas I e II, conforme a Figura 3.

As análises foram feitas para dois valores de frequências distintos: na frequência do soprador (19,75 Hz) e na frequência do motor (60 Hz). Os resultados correspondentes às duas frequências foram posteriormente superpostos de acordo com os critérios definidos pela ISO 2372 [12], ou seja, pela raiz quadrada da soma dos quadrados das velocidades efetivas obtidas nas duas frequências.

Tabela 3 – Dimensões das bases

Dimensões das bases (m)			
Fundação direta		Fundação profunda	
A = 3,70	E = 4,50	A = 3,70	E = 5,50
B = 1,70	F = 3,35	B = 2,70	F = 3,35
C = 2,60	G = 4,00	C = 2,60	G = 4,00
D = 1,20		D = 1,20	

Tabela 4 – Variação de G – fundação direta

Módulo de cisalhamento do solo (kPa)		
Fundação direta		
NSPT = 10		
Modelo 1	~50% G	30000
Modelo 2	100% G	72500
Modelo 3	~150% G	108000

Tabela 5 – Variação de G – fundação profunda

	Módulo de cisalhamento do solo (kPa)		
	Fundação profunda		
	1ª camada - $N_{SPT} = 10$	2ª camada - $N_{SPT} = 26$	3ª camada - $N_{SPT} = 53$
Modelo 1 ~ 50% G	30000	80000	135000
Modelo 2 100% G	72500	160000	270000
Modelo 3 ~ 150% G	108000	240000	405000

3.2 Características da base de concreto

A base foi dimensionada seguindo as recomendações do documento da PETROBRAS N-1848 [8]. O centróide da base e o centro de gravidade do conjunto fundação-máquina devem estar na mesma vertical, sendo tolerável uma excentricidade de até 5% com relação à dimensão correspondente, de acordo com estas recomendações.

A altura do bloco de fundação foi determinada para que não fosse menor que 1/5 da menor dimensão em planta da base, nem menor que 1/10 da maior dimensão. A base é de concreto armado, com $f_{ck} = 30$ MPa. As dimensões da base são determinadas de forma a se adequar à geometria do equipamento e estão especificadas na Figura 4 e na Tabela 3.

Adotando-se para a fundação em estacas as mesmas dimensões da base considerada para a fundação direta, as amplitudes resultaram inadmissíveis. Foi necessário então aumentar as dimensões da base da fundação profunda, com o objetivo de aumentar a massa do sistema, reduzindo desta forma os deslocamentos a valores admissíveis.

3.3 Características do solo

O solo, sob a ação das forças induzidas pelo funcionamento das máquinas, apresenta deformações extremamente pequenas, da

ordem de alguns micra (μm). Isso corresponde a deformações específicas muito pequenas, o que permite considerar o comportamento do solo como elástico e linear. As diversas regiões do solo são consideradas como homogêneas. Os diversos parâmetros do solo são considerados conforme definido a seguir.

3.3.1 Módulo de deformação transversal (G), Coeficiente de Poisson (ν) e Massa específica (ρ)

O módulo de deformação transversal do solo foi definido empiricamente, devido à falta de ensaios específicos para sua determinação. Este parâmetro foi avaliado em função do número de golpes do ensaio de SPT, de acordo com OHSAKI e IWASAKI [15]:

$$G = 11,5 \times (N_{spt})^{0,8} \quad (5)$$

O número de golpes do ensaio SPT varia com a profundidade. Esses valores foram definidos a partir do boletim da sondagem à percussão mais representativa para a fundação. Devido à imprecisão da fórmula empírica adotada e também devido ao processo de uniformização das propriedades do solo, procedeu-se a uma variação paramétrica de 50% para mais e para menos no valor de G. Os valores de G utilizados nas três condições de solo estão apresentados nas Tabelas 4 e 5.

Adota-se para o Coeficiente de Poisson o valor de $\nu = 0,35$. A eventual variação no valor numérico deste parâmetro tem influência nos resultados bem menor do que a variação dos valores de G. Para a massa específica é assumido o valor de $\rho = 1,8$ t/m³.

3.3.2 Consideração sobre o nível do lençol freático

A presença do lençol freático elevado amplifica as vibrações e as propaga a longas distâncias, além de poder induzir a compactação em solos arenosos saturados. Desta forma, para viabilizar uma fundação direta é recomendável que a distância do fundo do bloco até o nível d'água mais elevado seja superior a três vezes a menor dimensão da base, como ilustrado na Figura 5.

4. Resultados das análises

4.1 Fundação direta

Os deslocamentos máximos da fundação nas direções X, Y e Z

Figura 5 – Distância mínima entre o fundo da fundação e o N.A.

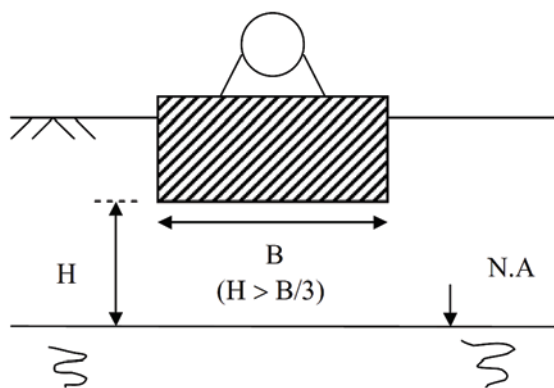


Tabela 6 – Deslocamentos máximos nas direções X, Y e Z para cada valor de G

f (Hz)	G (kN/m ²)	Translação X (10 ⁻³ mm)	Translação Y (10 ⁻³ mm)	Translação Z (10 ⁻³ mm)
19,75	30000	5,2	19,8	18,8
	72500	5,1	28,2	20,1
	108000	5,1	32,6	20,6
60,0	30000	0,2	1,9	1,9
	72500	0,3	1,9	1,9
	108000	0,4	2,0	2,0

Tabela 7 – Velocidades efetivas nas direções X, Y e Z para cada valor de G

G (kN/m ²)	Velocidades efetivas		
	Velocidade X (mm/s)	Velocidade Y (mm/s)	Velocidade Z (mm/s)
30000	0,46	1,81	1,73
72500	0,46	2,53	1,84
108000	0,46	2,91	1,88

seguinte relação (CLOUGH e PENZIEN [1]):

$$v = 2 \times \pi \times f \times d \tag{6}$$

onde:
 v = velocidade (mm/s)
 f = frequência de operação (Hz)
 d = deslocamento (mm)
 Como operam duas frequências diferentes, a velocidade efetiva é definida em função das velocidades acima determinadas, pela expressão a seguir:

$$v_{rms} = \sqrt{(v_1^2 + v_2^2)}/2 \tag{7}$$

para cada frequência de excitação e de acordo com cada valor do módulo de deformação transversal do solo são apresentados na Tabela 6.

As velocidades máximas podem ser encontradas a partir dos valores dos deslocamentos obtidos pelo programa, através da

Figura 6 – Frequência x Translação Y (solução em fundação direta)

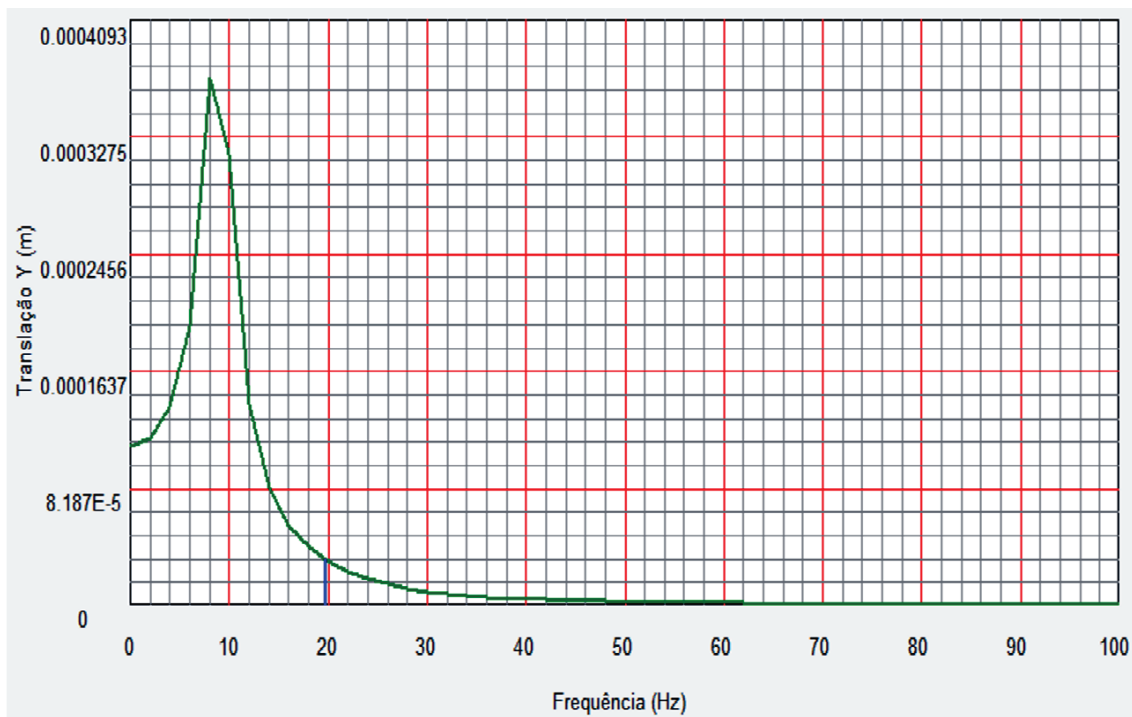


Tabela 8 – Coeficientes de rigidez e de amortecimento – Modelo 1

Modelo 1							
Frequência = 19.75 Hz				Frequência = 60 Hz			
Resultados do PILAY							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KWW	343660	CWW	407	KWW	355180	CWW	383
KUU	62683	CUU	163	KUU	64855	CUU	150
Considerando as 8 estacas							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KZ	27492805	CZ	3255	KZ	2841440	CZ	3063
KX = KY	01464	CX = CY	1305	KX = KY	518840	CX = CY	1201
KZZ	5004611	CZZ	13023	KZZ	5178023	CZZ	11983
KXX	2749280	CXX	3255	KXX	2841440	CXX	3063
KYY	24688534	CYY	29227	KYY	25516131	CYY	27505

Dessa forma, a velocidade efetiva é resultante da combinação das velocidades para as frequências de 19,75 Hz e 60 Hz, conforme apresentado na Tabela 7.

De acordo com a ISO 2372 [12], o equipamento em estudo pode ser classificado como máquina pesada (Classe III). Velocidades até 1,8 mm/s encontram-se na faixa ótima, as entre 1,8 a 4,5 mm/s estão na faixa aceitável, as entre 4,5 a 11,2 mm/s estão na faixa tolerável e as velocidades superiores a 11,2 mm/s são inaceitáveis. A máxima velocidade encontrada foi de 2,91 mm/s, que acontece na direção horizontal (Y) para o maior valor do módulo de cisalhamento transversal (G). A velocidade encontra-se então na faixa de classificação aceitável. Portanto, de acordo com os critérios estabelecidos na ISO 2372 [12], e também visto que a frequência própria está distante da frequência de excitação conforme a Figura 6 (obtida com o programa BLOCKSOLVER), a solução adotada é factível.

Em contrapartida, analisando-se a sondagem mais representativa, foi observado que o nível do lençol freático encontra-se a uma distância menor que três vezes a menor dimensão da

base, sugerindo uma análise da solução em fundação sobre estacas.

4.2 Fundação profunda

Para as três situações de rigidez do solo consideradas (Modelos 1, 2 e 3), os valores dos coeficientes de rigidez e amortecimento obtidos pelo programa PILAY, assim como os coeficientes condensados no centro do bloco estão apresentados nas Tabelas 8, 9 e 10 para cada uma das frequências de operação. Nesta avaliação, considerando-se a distância entre as estacas, foi desprezado o efeito de grupo.

Os deslocamentos da fundação nas direções X, Y e Z, para cada frequência de excitação e de acordo com cada valor do módulo de cisalhamento do solo, são apresentados na Tabela 11. As velocidades efetivas, resultantes da combinação das velocidades para as diferentes frequências, são apresentadas na Tabela 12. A máxima velocidade efetiva encontrada foi 4,20 mm/s, que acontece na direção vertical (Z) para o maior valor do módulo de cisalhamento transversal (G), e que também se

Tabela 9 – Coeficientes de rigidez e de amortecimento – Modelo 2

Modelo 2							
Frequência = 19.75 Hz				Frequência = 60 Hz			
Resultados do PILAY							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KWW	472230	CWW	425	KWW	481210	CWW	417
KUU	117830	CUU	200	KUU	121030	CUU	196
Considering the 8 piles							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KZ	3777840	CZ	3401	KZ	3849680	CZ	3335
KX = KY	942640	CX = CY	1598	KX = KY	968240	CX = CY	1568
KZZ	9407547	CZZ	15949	KZZ	9663035	CZZ	15652
KXX	3777840	CXX	3401	KXX	3849680	CXX	3335
KYY	33925003	CYY	30537	KYY	34570126	CYY	14084

Tabela 10 – Coeficientes de rigidez e de amortecimento – Modelo 3

Modelo 3							
Frequência = 19.75 Hz				Frequência = 60 Hz			
Resultados do PILAY							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KWW	559250	CWW	428	KWW	566940	CWW	422
KUU	156710	CUU	216	KUU	160120	CUU	213
Considerando as 8 estacas							
Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento		Coef. de rigidez		Coef. de amortecimento	
KZ	4474000	CZ	3421	KZ	4535520	CZ	3372
KX = KY	1253680	CX = CY	1731	KX = KY	1280960	CX = CY	1705
KZZ	12511726	CZZ	17273	KZZ	12783981	CZZ	17015
KXX	4474000	CXX	3421	KXX	4535520	CXX	3372
KYY	40176520	CYY	30722	KYY	40728970	CYY	30284

Tabela 11 – Deslocamentos nas direções X, Y e Z para cada valor de G

f (Hz)	G (%)	Translação X (10 ³ mm)	Translação Y (10 ³ mm)	Translação Z (10 ³ mm)
19,75	50%	3,46	13,42	25,50
	100%	3,13	11,26	35,26
	150%	3,15	8,73	47,46
60,0	50%	0,03	1,58	1,67
	100%	0,05	1,57	1,70
	150%	0,21	1,87	2,17

encontra na faixa de classificação aceitável. Neste caso, a frequência própria ainda está distante da frequência de excitação, conforme a Figura 7.

Como em fundações profundas não existem restrições quanto ao nível elevado do lençol freático, esta se torna uma solução mais adequada relativamente à fundação direta.

5. Conclusões

Neste artigo foi apresentada a sistemática empregada para viabilizar a fundação de um equipamento típico com cargas dinâmicas em uma planta industrial. Para isto foi feita uma análise comparativa de soluções em fundação direta e sobre estacas. Através do

uso dos programas PILAY e BLOCKSOLVER foi possível avaliar os deslocamentos da fundação ocasionados pelo carregamento dinâmico. Os deslocamentos sofridos pela fundação ficam assim bem controlados e limitados.

De posse dos valores dos deslocamentos, foram calculadas as velocidades efetivas correspondentes. Visto que o equipamento em estudo possui duas frequências de excitação, foram calculadas as velocidades efetivas com a combinação de resultados. Na análise da fundação direta, a máxima velocidade encontrada foi 2,91 mm/s, que acontece em uma direção horizontal (Y). Na análise da fundação sobre estacas, a máxima velocidade encontrada foi 4,20 mm/s, ocorrendo na direção vertical (Z). Ambas ocorrem para o maior valor do módulo de deformação transversal (G).

Ainda que a velocidade na fundação sobre estacas esteja 40% maior do que a velocidade na fundação direta, as duas encontram-se na faixa de classificação aceitável de acordo com os critérios estabelecidos pela ISO 2372 [12].

Analisando a sondagem mais representativa, foi observado que o nível do lençol freático encontra-se a uma profundidade menor que três vezes a menor dimensão da base. Assim, a solução ideal fica sendo a fundação sobre estacas.

Para que fossem encontrados resultados satisfatórios para essa última solução, foi necessário aumentar a massa da fundação, aumentando suas dimensões em planta, com o objetivo de diminuir os deslocamentos e afastar a frequência própria da frequência de operação do equipamento. A dificuldade encontrada para este au-

Tabela 12 – Velocidades efetivas nas direções X, Y e Z para cada valor de G

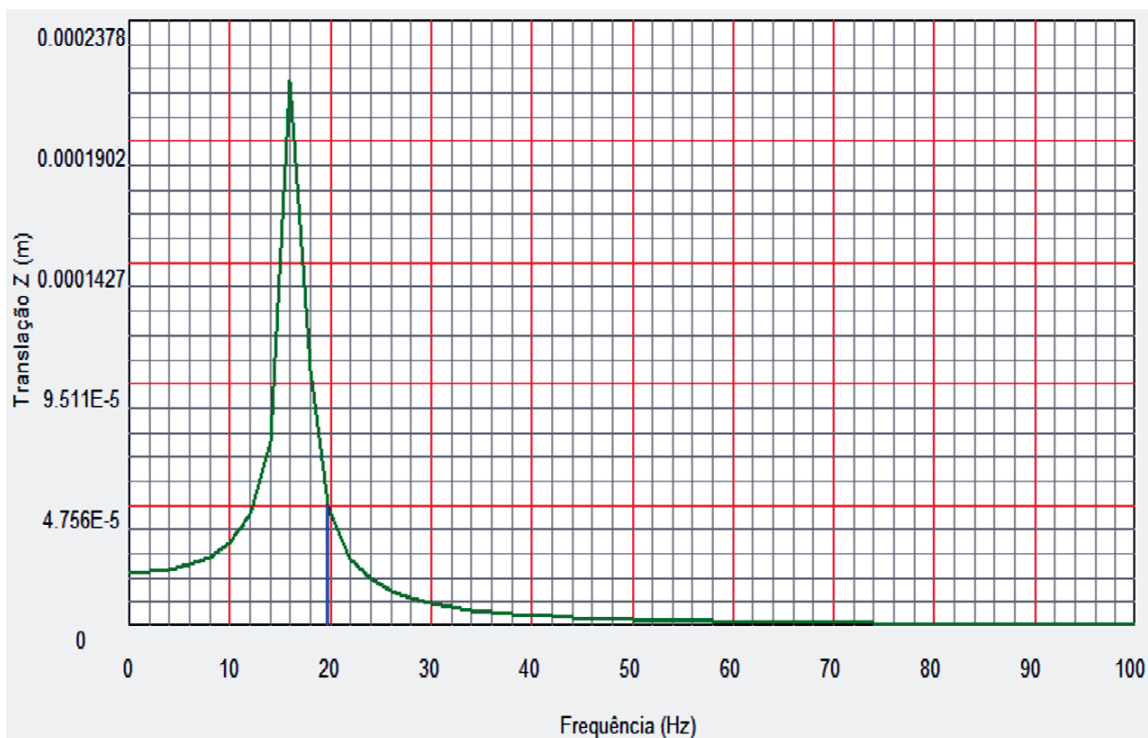
G (%)	Velocidades efetivas		
	Velocidade X (mm/s)	Velocidade Y (mm/s)	Velocidade Z (mm/s)
50%	0,30	1,25	2,28
100%	0,27	1,07	3,13
150%	0,28	0,91	4,20

mento de massa foi a restrição dada pelas fundações vizinhas, de maneira a que não ocorressem interferências.

6. Referências bibliográficas

- [01] CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Co – Second Edition, Singapore, 1993.
- [02] SOUZA LIMA, S.; SANTOS, S.H.C. Análise Dinâmica das Estruturas, Editora Ciência Moderna, Rio de Janeiro, 2008.
- [03] BRASIL, R.M.L.R.F.; SILVA, M.A. Introdução à Dinâmica das Estruturas, Editora Edgard Blücher, São Paulo, 2013.
- [04] ARYA, S.; O'NEILL M.; PINCUS, G. Design of Structures and Foundations for Vibrating Machines, Gulf Publishing, Houston, 1979.
- [05] BATHIA, K.G., Foundations for Industrial Machines, D-CAD Publishers, New Delhi, 2008.
- [06] DEUTCHES INSTITÜT FOR NORMUNG. DIN 4024-1 – Machine Foundations; Flexible Structures that Support Machines with Rotating Elements. 1988.
- [07] DEUTCHES INSTITÜT FOR NORMUNG. DIN 4024-2 – Machine Foundations; Rigid Foundations for Machinery with Periodic Excitation. 1991.
- [08] PETROBRAS. N 1848 – Projeto de Fundações de Máquinas. 2008.
- [09] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 351.3R-04 - Foundations for Dynamic Equipment, 2011.
- [10] COUTINHO, D.S.A.; MENDES, C.H.F. Projecto Automatizado de Fundações de Máquinas. Projeto Final de Curso, Rio de Janeiro, DME/POLI/UFRJ, 2007.
- [11] NOVAK, M.; ABOUL-ELLA, F. PILAY – A Computer Program for Calculation of Stiffness and Damping of Piles in Layered Media. Systems Analysis Control and Design Activity (SAC-DA), The University of Western Ontario, London, Canada, 1977.
- [12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2372 – Mechanical Vibration of Machines with Operation Speeds from 10 to 200 rev/s, 1974.
- [13] MACABÚ, L.P. Análise Comparativa de Soluções em Fundação Direta e Sobre Estacas para um Equipamento em uma Instalação Industrial. Projeto de Graduação, Departamento de Estruturas, Escola Politécnica da UFRJ, Setembro de 2011.
- [14] WOLF, P.J. Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models, Prentice Hall, 1994.
- [15] OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. On dynamic shear moduli and Poisson's ratio of soil deposits. Soil and Foundations, JSSMFE, v.14, nº4, p. 59-73, Dec. 1973.

Figura 7 – Frequência x Translação Z (solução em fundação profunda)



Interlocking concrete blocks produced with sinter feed tailings

Piso intertravado produzido com rejeito de sinter feed



A. V. COSTA^a
ayrton@ufmg.br

A. G. GUMIERI^a
adriana@demic.ufmg.br

P. R. G. BRANDÃO^a
pbrandao@demin.ufmg.br

Abstract

This paper discusses the technical feasibility and ecological advantage of using sinter feed tailings from iron ore mining as an aggregate in the production of concrete, initially to manufacture precast concrete pavers, but with the possibility of extending its use to other applications. To achieve this goal, the physical, chemical and environmental characteristics of the tailings were analyzed. The other aggregates used here were also characterized, and the tailings were quality tested when used as fine aggregate in the production of mortars, based on a comparison of their compressive strength. The interlocking concrete pavers were manufactured by a precast concrete plant, after which they were sampled and subjected to compressive strength, water absorption and abrasive wear tests, according to Brazilian technical standards NBR 9780 [33], NBR 12118 [34] and NBR 12042 [35]. The results of these tests indicated that, compared to the reference values, the compressive strength at 28 days varied from -2.5% to -11%; water absorption ranged from -14% to +3.8%; and abrasive wear varied from -80% to -62%. The main purpose of using sinter feed tailings as aggregate in concrete production is to ensure the sustainable development of the construction industry. For the iron ore mining industry, the productive disposal of these tailings represents a major advantage in cost-effectiveness, due to the elimination of stockpiles and of the costs involved in their operationalization.

Keywords: mining, wastes; sinter feed tailings; paving; interlocking concrete pavers.

Resumo

O presente trabalho apresenta a viabilidade técnica do aproveitamento e da conveniência ecológica do emprego do rejeito de sinter feed, oriundo de atividades mineradoras de ferro, como agregado na produção do concreto, inicialmente para a fabricação de elementos pré-fabricados destinados à pavimentação, com possibilidade de expansão para outras finalidades. Inicialmente, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização dos materiais: caracterização física, química e ambiental do rejeito, caracterização física dos demais agregados utilizados e ensaio de qualidade do rejeito quando empregado como agregado miúdo na produção de argamassas, por comparativo de resistência à compressão das mesmas. Posteriormente, após a produção de peças para piso intertravado, em uma indústria de pré-fabricados, os mesmos foram amostrados e submetidos aos ensaios resistência à compressão, absorção e desgaste por abrasão, segundo as normas NBR 9780 [33], NBR 12118 [34] e NBR 12042 [35]. Quanto aos resultados, as resistências à compressão aos 28 dias, sofreram variações entre -2,5% e -11%; quanto às absorções de água, as variações ficaram entre -14% e +3,8%; quanto à abrasão, observaram-se variações entre -80% e -62%, percentuais estes referidos sempre aos valores de referência. A grande relevância do uso do rejeito de sinter feed como agregado na produção de concreto se refere ao desenvolvimento sustentável da indústria da construção civil. Para as indústrias mineradoras, o descarte desse rejeito de maneira produtiva significa grande vantagem na relação custo-benefício que se caracterizará pela ausência tanto das pilhas de estocagem em suas áreas quanto pela ausência de despesas com sua operacionalização.

Palavras-chave: mineração, rejeito, sinter feed, pavimentação, piso intertravado.

^a Universidade Federal de Minas Gerais, Campus Pampulha, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introduction

The search for a useful destination for wastes and tailings originating from the production of the mining and steel industries has been a constant concern of companies that engage in these activities, as well as of environmentalists, control agencies and research institutions interested in preserving the environment. As an example, in the steel manufacturing industry, the major advance resulting from the use of certain types of slag as important components in the production of Portland cement is already well established, contributing to significant savings in cement production and improving its properties, particularly in view of the intelligent use of wastes produced by this industry.

Also in the area of limestone and gneiss mining, materials that in the past were discarded tailings from the production of crushed rock for use in concrete are now, by dint of minor investments and the implementation of an additional beneficiation step of the fine crushed stone fractions, increasingly accepted by the artificial sands market. Calcareous sand, for example, which is used for the partial substitution of natural river sand, enables significant improvements in concrete and mortar properties, while also representing desirable savings in the consumption of this natural, finite and nonrenewable raw material. Not only in the mining and steel sectors but also in the construction industry, the constant quest to find applications for wastes and tailings currently occupies a prominent place in research and in the pursuit of new materials technology that will contribute to environmental sustainability. According to Alcântara [1]:

“With the creation of cities, man’s action upon the environment has resulted in the degradation of natural resources and in pollution, thus compromising the quality of his own life. [...] In the 21st century, it is up to construction professionals to ensure that daily work practices are aligned with the principles of sustainable construction, in view of this sector’s significant responsibility for and share in sustainable development.” (Alcântara 2009, p. 36)

In the early practices of mining companies, large volumes of tailings remaining after ore production and processing were discarded in riverbeds. Later, their disposal procedures evolved to containment systems, which were performed without any control. However, with the advance of environmental laws, and particularly after major environmental impacts were attributed to broken dams and stockpiles of tailings, mining companies began to design these systems as engineering works. As a result, they began to show greater interest in complying with legal requirements for safer alternatives for waste containment [2]. In this context, the use of tailings represents a cost reduction factor for mining companies, as well as an additional source of income and a step towards improving environmental quality.

This study aims to evaluate the use of sinter feed tailings as aggregate in the production of concrete pavers used in paving. The characteristics of the wastes are discussed, as well as the mechanical performance and durability of precast pavers manufactured with them.

2. Literature review

The central region of the state of Minas Gerais contains an area of approximately 7,160 km², known as the Iron Quadrangle, whose

iron ore deposits, which have been estimated at about 29 billion tons, are of great economic and environmental importance. In addition to iron ore mining companies, numerous other types of rocks and minerals are mined in the Iron Quadrangle. This is one of the country’s most productive mining regions and the most well known in geological terms [2, 3].

Brazil ranks in sixth place in terms of iron ore deposits, with almost 7% of the world’s reserves, and is the second largest iron ore producer, producing 19% of the world’s iron ore output. In 2007, the country produced 350 million tons, equivalent to 18.42% of global production, which is 1.9 billion tons [4]. The high iron content in Brazilian ores (60-67% in hematite and 50-60% in itabirite) has given Brazil a prominent position on the world stage, in terms of the iron content of its ore. The state of Minas Gerais, which holds approximately 75% of these reserves, stands out for its numerous mining plants, particularly of iron, scattered throughout the region. Most of the iron ore mined in Brazil is destined for the steel industry (99%), while the remainder is used as filler by the ferroalloy, cement and road construction sectors. This ore can be used in the form of granules or agglomerates (sinter or pellet). The granules (6 to 25 mm) are fed directly into the reducing furnace, whereas the agglomerates are finer ores. The main agglomeration processes are sintering and pelletizing. The product of sintering is called sinter feed (0.15 to 6.35 mm) while that of pelletizing is called pellet feed (smaller than 0.15 mm). Iron ore with average contents of 65% iron, about 3% each of silica and aluminum, and low phosphorus content is used in blast furnaces to produce pig iron and in direct reduction furnaces to produce sponge iron. Sinter feed is used in integrated steel mills [5]. Both processes generate significant amounts of wastes; granulates are discarded in piles and powdery fines in dams. The steel industry is of great economic importance, generating wealth and thousands of jobs. However, this industrial activity produces huge quantities of wastes, thus requiring the use of clean technologies to reduce their generation and the development of research and technologies that allow for their safe, economical and environmentally friendly reuse and/or recycling. A feasible solution to reducing the environmental impact of these wastes is to use them as aggregates in construction [6].

The construction industry has accounted for about 20% of the extraction of natural resources and, in this context, the use of wastes in place of raw materials can reduce the amount of this extraction, substituting a large part of the natural aggregates used in concrete, mortar, blocks, pavers, containment barriers and paving bases [7]. Sinter feed waste is a granular residue of the iron ore production process for which, so far, there has been no regular commercial demand. During the iron ore production process, this material is washed and screened, generating tailings without contaminants and with a reasonably uniform particle size distribution. Over the years, these tailings have been deposited in huge piles adjacent to mining areas, damaging the environment and involving costs relating to their handling, internal transport, disposal and stocking, as well as environmental control and monitoring. The average height of a sinter feed tailings stockpile is equivalent to that of a five or six story residential building occupying a considerable area. Sinter feed tailings usually still contain a substantial amount of iron, which cannot be further separated using only the magnetic rollers that are commonly used in the iron ore beneficiation process. To do so would require a jig installation to allow for better separation of the iron ore by means of a gravimetric system, which would involve

high water consumption as well as investments, and its cost-benefit ratio has so far not justified its widespread adoption.

Aggregates for concrete are classified as natural or artificial, the latter consisting of sand and stones from crushed rock. Examples of natural aggregates are sands extracted from rivers or ravines and pebbles. Another factor that determines the classification of aggregates is their unit mass (or bulk density). These aggregates can be classified as lightweight (expanded clay, pumice, vermiculite), normal weight (crushed stone, sand, pebbles) and heavyweight (hematite, magnetite, barite). Aggregates that weigh less than $1,120\text{kg/m}^3$ are generally considered lightweight and are applied in the production of various types of lightweight concretes. Normal weight aggregates have densities varying from 1520 to 1680kg/m^3 and produce "normal weight concrete" with a unit weight of approximately $2,400\text{kg/m}^3$. Compared to normal weight aggregate, heavyweight concrete varies from 2900 to 6100kg/m^3 , and is normally used at nuclear radiation sites [8]. Kamal et al. [9] described the influence of particle size distribution of aggregates in the distribution of voids in flexible pavements. Based on the results of their research, the authors propose adjustments in the gradation of certain aggregates to improve the performance of pavements.

Due to the occurrence of iron (non-magnetic) in sinter feed tailings, the unit mass of this material is higher than that of the sandy materials currently used in the production of concrete. Today, the greater weight of this material does not, in principle, favor its use as aggregate in reinforced concrete, since this would result in structures with higher structural self-weight than is usually considered in common construction designs and works, entailing its scaling and its consequences. However, when used as an aggregate in the production of concrete blocks or pavers and other applications directly on the ground, in addition to its ecological advantages, it would also contribute to increase the stability of the paving, insofar as it would result in paving with slightly higher self-weight and lower risk of deformation resulting from external loads.

Although industrial wastes have various applications in road and pavement construction, the advantages of their application are often not understood, since the majority of wastes are not regulated and are usually applied according to individual solutions [10]. The disposal of mining tailings leads to economic, environmental and legislative problems for mining companies. To become sustainable, these wastes require effective applications [11]. Ismail and Al-Hashmi [12] demonstrated that iron mining tailings used as a substitute of fine aggregates in concrete led to higher mechanical strength than that of conventional concrete. Ismail and Al-Hashmi [13] also present studies of applications using a mixture of iron mining and plastic wastes in concrete.

Interlocking pavers, which are composed of precast concrete blocks, are an effective solution for use in streets, driveways, sidewalks and squares. This is a growing market in Brazil, both in construction and in the reconstruction and rehabilitation of this type of urban facility. According to Oliveira and Souza [6], when properly installed, interlocking pavements are resistant to movement, subsidence or breakage, thus providing excellent surfaces for walking, cycling, car and truck traffic, and even for industrial forklifts. The use of gapped pavers is environmentally friendly, because the gaps allow rainwater to seep back into the ground, preventing its runoff. Pigmented pavers allow for permanent markings in parking

lots, at pedestrian crossings, traffic lanes and other areas that require identification. Paver maintenance is simple, since the blocks in a pavement are replaced in their original location after repair, without the need for additional pavers.

In Brazil, the interlocking pavement technique emerged in the 70s, but its application often failed to follow the minimum recommended technical criteria, thus impairing the image of concrete pavement components. Meanwhile, several other countries showed a growing use of pavements made of precast concrete blocks, with a notable development in sizing techniques, construction, materials and standardization [14]. According to Copel [15], interlocking paving systems using concrete pavers for both foot and vehicle traffic offer several benefits, such as permeability and thermal comfort; immediate use for traffic after installation; easy maintenance; removal and reuse; safety, since their surface is non-slip; architectural versatility, presenting several types, colors and combinations; easy installation, and high durability.

The absence of limitations on the carrying capacity of these pavements, allied to the numerous available choices of shape, patterns, colors and hues to allow for countless aesthetic possibilities, ensure their complete success in squares, parks, gardens, sidewalks, parking lots, city streets, courtyards, warehouses, industrial buildings, roads, berms, etc. [7]. According to Piorotti [16], precast concrete pavements have a very long service life. Considering designs suitable for sub-bases, good quality elements and proper installation, the service life of this type of pavement may be at least 25 years. The vertical deformation of paving blocks (also called pavers or interlocking concrete pavements) is lower than that of flexible pavements (asphalt) of the same thickness. The Brazilian standard NBR 9781 [17] establishes characteristics, dimensions and other requirements for this material.

3. Experimental program

3.1 Characterization of the sinter feed tailings and aggregates

The first step of the experimental program consisted of the physical, chemical and environmental characterization of the tailings used in the manufacture of the interlocking concrete pavers. The waste was sampled at its disposal site in the mining area, as specified by the Brazilian standards NBR 10007 [18] and NBR 7216 [19]. The material was quartered and prepared for the characterization tests. The sinter feed tailings come from a mining plant in the municipality of Sarzedo, state of Minas Gerais, Brazil, and represents the typical profile of the wastes generated by iron ore mining in the region.

3.1.1 Chemical composition of the tailings

Table 1 describes the chemical composition of the sinter feed tailings obtained by the wet chemistry technique. After the material undergoes the magnetic roll separation process, it still contains a large amount of this element in the non-magnetic condition, which is why this process is not entirely effective for a higher concentration of Fe.

3.1.2 Environmental characterization of the tailings

The sinter feed tailings were characterized environmentally based

Table 1 – Average chemical composition (in %) of the sinter feed tailings

Elements/oxides – contents %					
Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	Mn	LOI
55.85	14.78	1.65	0.16	0.44	2.68

LOI = loss on ignition.

on solubilization and leaching tests, as prescribed by the Brazilian ABNT 10005 [20] and ABNT 10006 [21] standards and were classified according to the criteria of the ABNT 10004 [22] standard. Tables 2 and 3 describe the results of the leaching and solubilization tests of the tailings and the maximum limits established by the standards. None of their extracts presented a concentration of constituents exceeding those established in the standards, and

the tailings were classified as Class II B waste, corresponding to inert wastes.

3.1.3 Mineralogical composition of the tailings

The mineralogical phases in the tailing sample were identified qualitatively by X-ray diffraction (XRD). Figure 1 shows an XRD diffractogram of the sample, which contains crystalline phases consisting mostly of hematite (Fe₂O₃) and quartz (SiO₂), as well as minor amounts of goethite (FeO(OH)) and traces of gibbsite (Al(OH)₃). The current literature lacks data on the minerals identified in the composition of this waste, since most studies have focused on the sinter feed product instead.

3.1.4 Physical characterization of aggregates, stone dust and tailings

Table 4 summarizes the main properties of the materials used in the manufacture of the pavers. Figure 2 illustrates the particle sizes determined according to the NBR 7217 [31] standard of the tailing sample and of the natural sand used as reference for testing the quality of the aggregate, in the comparative test of compressive strength of mortar.

The sand used as reference was comprised almost entirely within the usable range prescribed by the Brazilian NBR 7211 standard

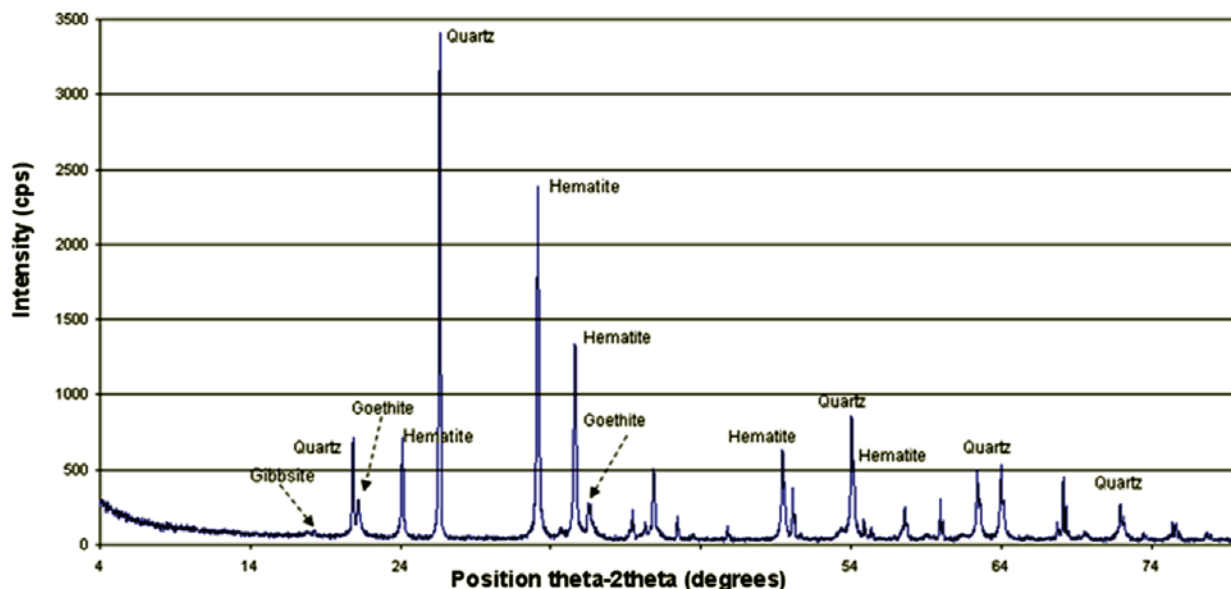
Table 2 – Leaching of the tailings and maximum permissible limits

Parameter	Concentration (mg/l)	Maximum limit (mg/l)
Silver	<0.01	5.0
Barium	0.007	70.0
Chromium	<0.04	5.0
Arsenic	<0.0003	1.0
Cadmium	<0.0005	0.5
Lead	<0.005	1.0
Mercury	<0.20 (µg/l)	0.1
Selenium	<0.0005	1.0

Table 3 – Solubilization of the tailings and maximum permissible limits

Parameter	Route A (mg/l)	Route B (mg/l)	Maximum limit (mg/l)
Silver	<0.01	< 0.01	0.05
Aluminium	<0.10	< 0.10	0.2
Barium	0.005	0.007	0.7
Chromium	<0.04	< 0.04	0.05
Copper	<0.004	< 0.004	2.0
Iron	<0.03	0.08	0.3
Manganese	0.012	0.018	0.1
Sodium	0.45	0.93	200.0
Zinc	0.05	0.15	5.0
Mercury	<0.20 (µg/l)	<0.20 (µg/l)	0.001
Selenium	<0.0005	<0.0005	0.01
Arsenic	<0.0003	<0.0003	0.01
Lead	<0.005	<0.005	0.01
Cadmium	<0.0005	<0.0005	0.005

Figure 1 - XRD diffractogram of the tailings



[23], presenting a maximum dimension of 2.4 mm and fineness modulus of 2.42. The tailings presented coarse sand characteristics, within the upper limit of the optimum range specified by the NBR

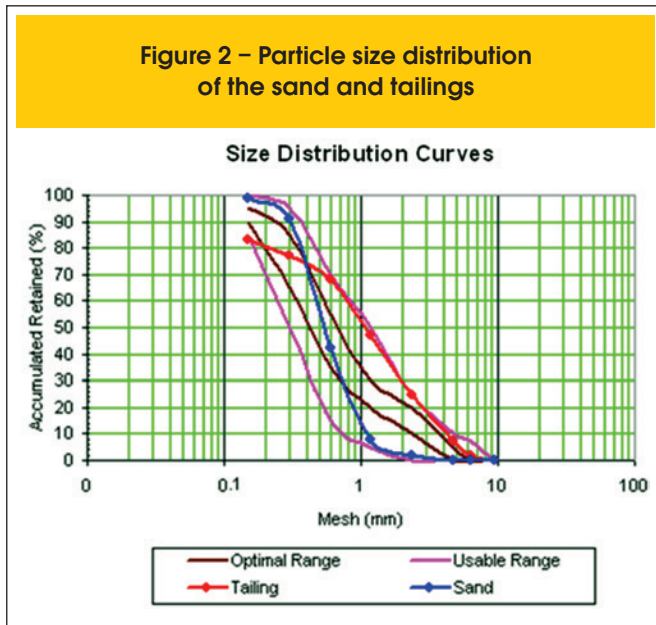
7211 standard [23], and this sample showed a maximum characteristic size of 6.3 mm and a fineness modulus of 3.09. Moreover, in the particle size test, the tailings exhibited a sharp inflection in the

Table 4 - Main properties of the materials

Properties	Results			
	Sand	Tailing	Rock dust	Crushed stone
Maximum characteristic dimension (mm) NBR 7211 (ABNT 2005) (18)	2.4	6.3	6.3	9.5
Fineness modulus NBR 7211 (ABNT 2005) (18)	2.42	3.09	3.38	6.13
Alkali-aggregate reaction (mmol/liter) NBR 9774 (ABNT, 1987) (19)	-	*Ds = 7 *Ra=446	-	-
Resistance to sulfates (%) DNER ME-089 (20)	-	2.01	-	-
Specific mass (kg/dm ³) NBR 9776 (ABNT, 1987) (21)	2.65	3.76	2.72	2.69
Unit of mass (kg/dm ³) NBR 7251 (ABNT, 1982) (22)	1.33	1.86	1.30	1.43
Clay lump content (%) NBR 7218 (ABNT, 1987) (23)	0	0	0	0
Powdery materials (%) NBR 7219 (ABNT, 2003) (24)	0.6	13.7	-	-
Organic impurities (ppm) NBR 7220 (ABNT, 2001) (25)	≤300	≤300	-	-

*Ds = Dissolved silica; *Ra = Reduction of alkalinity; mmol = millimoles

Figure 2 – Particle size distribution of the sand and tailings



curve of the cumulative percentages retained in 0.3 and 0.15 mm sieves, which corresponds to a marked reduction of the percentages retained in these sieves. Eventually, this may require some correction of fines by mixing in fine sand in order to improve this aspect of the granulometric composition during the production of concrete. However, if this mixture is needed, the technologist must be aware of the possibility of segregation occurring when blocks are molded, due to the difference in the specific weights of these aggregates, and take the appropriate steps to prevent this occurrence.

In the physical characterization tests for fine aggregates as established by the NBR 7211 standard [23], the tailings were in compliance with the standard, except for the content of powdery material. However, this did not affect their performance, as indicated by the results of the comparative compressive strength test of the mortars. In the case of interlocking concrete components, a high content of fines contributes to the continuity of the particle size, contributing to the filler effect and favoring particle packing during the pressing of concrete blocks. Although powdery material does not necessarily constitute contamination, if it is present in excessive amounts, and depending on the desired characteristics of particle size distribution, it may eventually impair the workability and mechanical strength of the concrete. The NBR 7211 standard [23] specifies a maximum of 3% of material passing through a 75 μ m sieve for concretes subject to surface wear and of 5% for concretes protected from such wear. For aggregates deriving from industrial processes, such as the tailings under study, these percentages are increased to 10% and 12%, respectively. The inclusion of 14% of powdery material in the tailings of this study in no way compromised the use of this waste in the production of pavers. The large majority of concrete mix designs for the production of pavers include up to 25% of rock dust (limestone dust) relative to the total aggregate. A significant portion of this rock dust can be reduced advantageously, since the pulverulent material from the tailings replaces it partially and acts as filler, promoting the nucleation effect and improving the cementitious matrix.

According to Mehta and Monteiro [8], the specific density of heavyweight aggregates ranges from 3.4 to 6.5 kg/dm³. Accord-

ing to the mineralogical compounds found in the tailings, such as hematite and goethite, the material can be classified as heavy-weight aggregate [8].

3.1.5 Quality of the tailings used as aggregate, by comparison of the compressive strength of the mortars

Although these tailings contained no organic matter, in this research it was decided to test the quality of the aggregate according to the NBR 7221 standard [27]. The results of compressive strength obtained in mortars made with quartz sand of known origin and recognized as good quality, which is commonly used in concrete works in the metropolitan region of Belo Horizonte, were taken as a reference for this test. Due to the significant difference in density of the compared materials, the weighing of the fine aggregate had to be adjusted in order to equalize the volumes of material in the mortars for the quality test of the fine aggregate. Thus, the mortars under study were produced in the following mix designs (cement, aggregate, and water/cement ratio), which corresponded to the same volume of aggregate of 1,772 dm³ in both mix designs:

■ Mortar with sand: 1 : 2.35 : 0.6

■ Mortar with tailings: 1 : 3.30 : 0.6

CPII E-32 Portland cement was used. Four 50 mm x 100 mm cylindrical specimens were molded for each mix and rupture age. The test specimens were ruptured at the ages of 3, 7, 14 and 28 days. Figure 3 shows the compressive strengths obtained with these mortars.

At all the ages, the mortar containing tailings showed higher compressive strength than the mortar containing sand, demonstrating the good quality of these tailings as fine aggregate for mortar.

To assess the magnitude of the increase in weight due to the specific gravity of the tailings, a comparison was made of the densities of the mortars using densified and hardened test specimens produced with washed sand and with the tailings. The reference mortar had an average density of 2.11 g/cm³, while the mortar with tailings showed an average density of 2.78 g/cm³, i.e., the mortar with tailings was found to be 31.65% heavier.

Figure 3 – Compressive strength of mortar made with sand and tailings

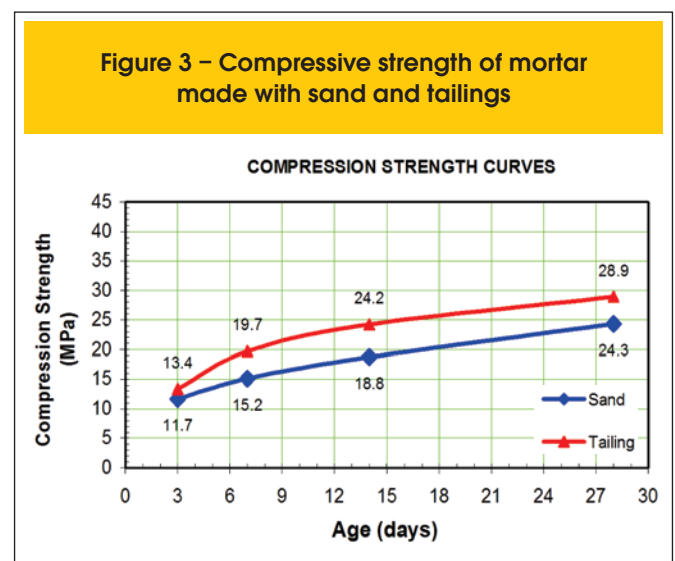


Table 5 – Characterization parameters of the cements used

Test	Cement CP II E 32	Cement CP V ARI
Insoluble residue (%)	2.4	0.73
Loss on ignition (%)	5.4	3.8
MgO (%)	2.3	0.76
SO ³ (%)	2.8	2.84
Normal consistency water (%)	28.6	31.0
Fineness # 200 mesh (%)	1.9	0.0
Fineness # 325 mesh (%)	11.8	1.8
Specific area (cm ² /g)	4021	4770
Onset of hardening (min.)	138	120
End of hardening (min.)	192	180
Hot expandability	–	0.0
Compressive strength – MPa	3 days	26.0
	7 days	29.6
	28 days	36.3
		41.5
		45.9
		54.5

3.2 Characterization of the cements used in this study

This study was performed using CP II E 32 and CP V ARI Portland cement, respectively, in the first and second stages of the experimental program, whose characterization data are listed in Table 5.

3.3 Preparation of precast concrete pavers

The second phase of the experimental program, i.e., production of precast pavers, focused on verifying the performance of pavers (blocks) produced with concrete using the tailings, in a real situation of industrial production of these precast concrete paving

Figure 4 – Conventional Paver 8 concrete blocks



blocks, compared with the conventional industrial production.

The aggregates currently used on a precast concrete production line were substituted partially and totally with the tailings, while the other routine production parameters established by the manufacturing plant were kept constant. The same parameters were adopted as those used in the production of one of the concrete blocks, called *Paver 8*, such as the concrete block design mix, materials, additives, amount of water, and vibro-pressing and curing times.

The *Paver 8* is an intermediate rectangular block on the production line, with dimensions of 10 x 20 x 8 cm. Figure 4 shows *Paver 8* blocks produced by the factory using conventional materials.

In this phase of the research, the following sequence of procedures was established as the methodology:

- Determination of the particle size distribution of the aggregate in the mix currently used by the factory;
- Definition of the experimental concrete mix designs to be produced with the tailings;
- Production of blocks with the defined alternative mix designs;
- Characterization and properties of the concrete blocks:
 - Dimensional determination – NBR 9781 [17];
 - Compressive strength – NBR 9780 [33];
 - Water absorption – adapted from the NBR 12118 standard [34];
 - Abrasive wear – adapted from the NBR 12042 standard [35].

3.3.1 Materials used in the blocks

The following materials were used in the production of the reference blocks:

- Intermediate size washed quartz sand from Inhaúma, MG;
- Limestone dust from Pedro Leopoldo, MG;
- Calcareous crushed stone from Pedro Leopoldo, MG;
- CP V ARI Portland cement;
- Rehomix 610 surfactant base plasticizer additive;
- Water.

Figure 5 – Vibropress used in the production of the concrete blocks



3.3.2 Fabrication of the Paver 8 blocks by the factory’s current production process

Specifically with regard to its paving blocks line, the plant operates with a Trillor model MBX-975 Multiblock automatic hydraulic vibropress. Figure 5 shows the aforementioned press.

According to the concrete mix design used in the factory’s current production, the cement was measured in terms of mass and the aggregate in volume. The concrete mix design used in the production of blocks, by concrete feed, consisted of:

- 2 handcart of sand – 400 kg;
- 1 handcart of stone dust – 200 kg;
- 1 handcart of crushed stone – 200 kg;
- 160 kg of cement;
- 59 liters of water;
- 5 liters of plasticizer additive solution composed of 20 liters of the concentrate in 180 liters of water (≈ 3% of the cement mass);
- Water/cement ratio = 0.397.

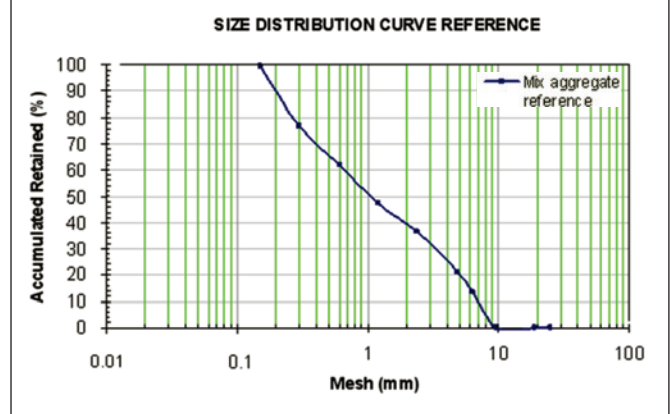
The materials were mixed in a concrete mixer and the amount of water was controlled by sensors inside the mixer, to ensure that its moisture content remained in the range of 6.5 to 7.0% at the most, including the moisture from the sand. Figure 6 shows the particle size distribution of the aggregates of the adopted mix design.

After loading the mixer of the vibropress, the sequence of operations consists of:

1. Pouring of the concrete into the molds and vibropressing under a pressure of approximately 90 bar for 5 to 7 seconds;
2. Transfer of the tray containing the pavers to shelves, to rest for 24 hours;
3. Palletization of the precast concrete blocks and transfer to the curing areas (wet chamber or wetting yard) for 7 days;
4. Transfer of the finished palletized product to the stocking area.

To sample the blocks made of conventional concrete, a date and time was defined randomly during the factory’s production operation, from which samples of the Paver 8 blocks were collected. After these blocks were processed accord-

Figure 6 – Particle size distribution of the aggregates the production of the blocks



ing to the above described manufacturing sequence, they were used as the reference blocks that were subjected to compressive strength, water absorption, and abrasive wear testing.

A total of 18 blocks were selected for the compressive strength tests, i.e., 6 test specimens of each of the curing ages of 7, 14 and 28 days, according to the NBR 9781 standard [17]. Six test specimens were tested according to the NBR 9780 standard [32] and ruptured at each curing age. The characteristic compressive strength was calculated using Equation (1):

$$f_{pk} = f_p - t * s \tag{1}$$

where:

- f_{pk} = characteristic compressive strength, in MPa;
- f_p = average compressive strength of the blocks, in MPa;
- s = standard deviation of the sample, calculated by Equation (2);

$$s = \sqrt{\frac{\sum(f_p - f_{pi})^2}{n - 1}} \tag{2}$$

where:

- f_{pi} = individual compressive strength of the test specimens, in MPa;
- n = number of blocks in the sample (6 blocks);
- t = Student’s coefficient, which varies according to the number of tested specimens.

The Student’s coefficient adopted in this test was 0.920, as a function of the number of test specimens at each age, according to the NBR 9781 standard [17].

The water absorption tests were applied to three test specimens at the age of 28 days. The results were analyzed based on the calculated average absorption of the 3 tested specimens. The individual water absorption of each test specimen was calculated using Equation (3):

Table 6 – Compositions studied

Composition 1	Composition 2	Composition 3	Composition 4	Composition 5	Composition 6
100% tailings	75% tailings	75% tailings	75% tailings	50% tailings	50% tailings
25% rock dust	25% crushed rock	25% sand	50% sand	25% sand	25% rock dust

$$a = \frac{m_2 - m_1}{m_1} * 100 \tag{3}$$

where:

a = total absorption, in %;

m_1 = mass of the oven-dried test specimen, in kg;

m_2 = mass of the saturated test specimen, in kg.

Four blocks were selected for the abrasive wear tests, comprising 2 samples of 2 test specimens each, for analysis at the age of 28 days. A cubic test specimen with dimensions of 6 x 6 x 8cm was prepared from each block. Sample 1 consisted of a pair of cubes comprising two test specimens, CP1A and CP1b. Sample 2 also consisted of two cubes comprising two test specimens, CP2a and CP2b. Partial wear was measured after 250 cycles of the abrasive disc, corresponding to 500m, and total wear after 500 cycles of the abrasive disc, corresponding to 1000m. In both steps, the absolute values of wear were expressed as mass loss of the specimens, calculated by equation (4):

$$d = \frac{m_i - m_0}{m_0} * 100 \tag{4}$$

where:

d = abrasive wear expressed by mass loss, in %;

m_i = mass of the test specimen after the partial or total wear test, in g;

m_0 = initial mass of the test specimen, in g.

To analyze the data, the average wear of the four test specimens after the 500 cycles of the abrasive disc was also calculated. The abrasive wear test was performed using a Pavitest Amsler abrasion tester illustrated in Figure 7.

3.3.3 Production of Paver 8 blocks with sinter feed tailings

To develop this research within the parameters of established objectives, the following procedures were defined:

- Study of granulometric compositions, taking as reference the company's production of blocks (Figure 6);
- This study considered the conditioning and convenience factors of the factory's routine production process, in which the unit volume adopted for the aggregate was equivalent to one handcart normally used.
- The composition containing tailings that most closely resembled the company's reference was the base mix design of this research, considering that the closest approximation was the

highest tendency of superposition or proximity to the respective particle size curve.

- Two other compositions that closely resembled the company's reference were the second and third mix design of this research, and were established simply for the purpose of studying compositions and comparing the results.

Figure 7 – Amsler abrasion tester



Figure 8 – Granulometric compositions closest to the reference composition

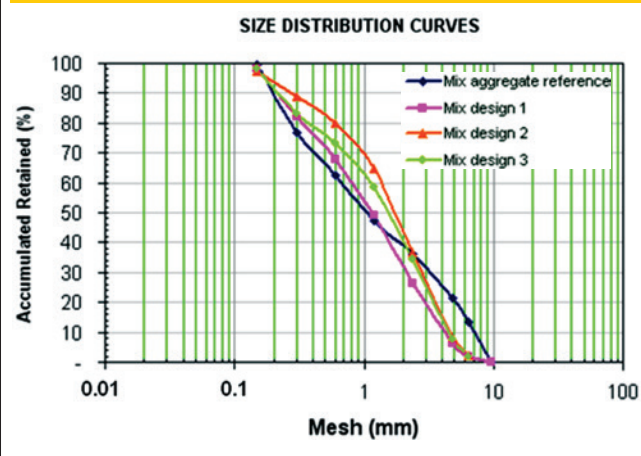


Figure 9 – Paver 8 blocks produced with sinter feed tailings



■ The other production parameters were kept constant, without variation, in the proportion of the tested mix designs.

Six granulometric compositions were analyzed, and the ones whose curves were closest to that of the reference composition are shown in Figure 8. Table 6 summarizes the studied compositions. Based on an analysis of the curves of the granulometric compositions, considering the respective fineness moduli, it was decided to adopt compositions 4, 5 and 6 and their respective mix designs. Therefore, blocks were produced using mix designs 1, 2 and 3, and samples were extracted with their respective test specimens. Figure 9 illustrates the Paver 8 block made with sinter feed tailings.

Mix 1/composition 4: 75% tailings + 25% sand;

Mix 2/composition 5: 50% tailings + 50% sand (mix whose granulometric composition was closest to that of the reference composition);

Mix 3/composition 6: 50% tailings + 25% sand + 25% rock dust.

4. Results and discussion

TABLES 7, 8 and 9, respectively, list the results of the compressive strength, water absorption and abrasive wear tests of each of the three mix designs of this study, produced with the tailings and the reference mix normally used in the factory's production process, in samples extracted from Paver 8. Figure 10 summarizes the average results of each of the performance tests of the blocks.

Based on the results listed in Tables 7 to 9 and in Figure 10, the following can be concluded:

At 28 days of age, the characteristic compressive strength of the blocks produced with sinter feed tailings, in mix designs established only with the composition adjustments cited in 3.2.3, presented compressive strengths very similar to those obtained in the production of reference of the factory, albeit slightly lower. No specific studies of technological adjustments of the concrete mix designs were developed in this research, and it was found that a production system with the mix design of aggregates in mass would

undoubtedly contribute considerably to improve this performance. The compressive strength of mix 1, containing the highest percentage of tailings (75%), was the one closest to that of the reference, showing a decrease in compressive strength of only 2.5%, which is negligible. The higher content of tailings, and hence of iron, in mix 1, due to its physical and mineralogical characteristics, explain its better performance compared to those of mixes 2 and 3. The latter showed a decrease in compressive strength of 6.6% and 11.0%, respectively. However, these results did not defeat the overall purpose of this research, which was to reach a conclusion about the technical feasibility and ecological

Figure 10 – Summary of the results of the mix designs of this study vs. the mix design of reference

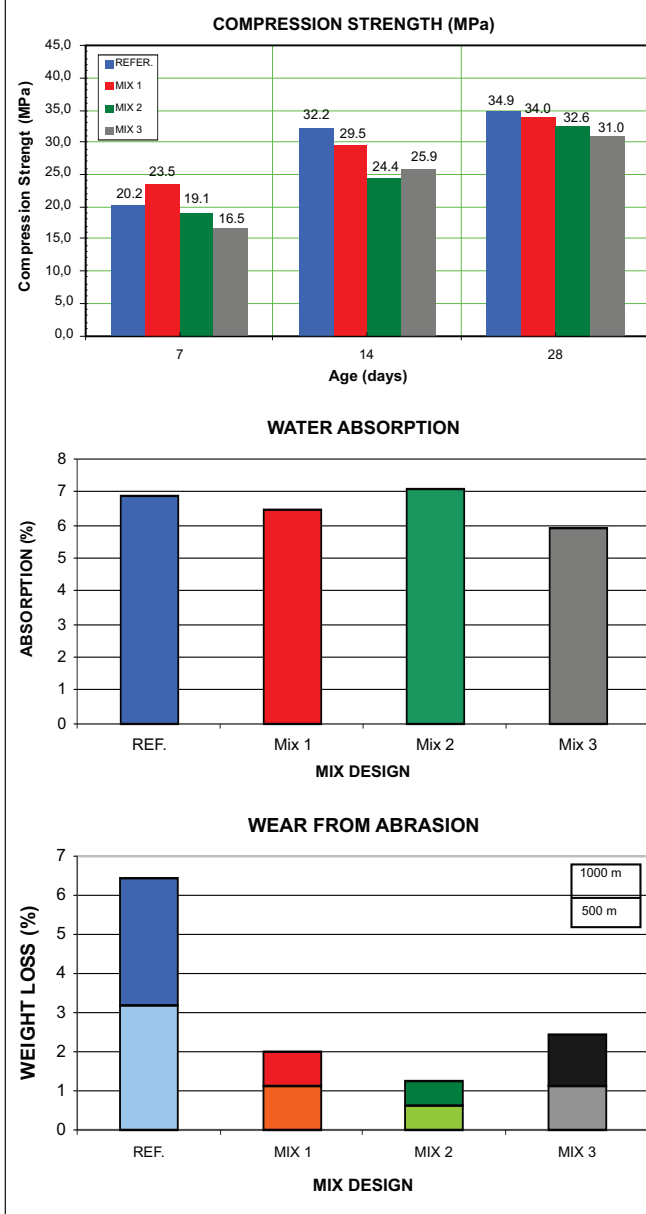


Table 7 – Compressive strength performance of the blocks

Compression strength (MPa)									
Specimens Paver 8	Results of strength							Characteristic strength	
	Individual values/average value								
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.			
Ages	7	23.97	22.45	31.28	31.69	28.56	24.93	27.15	23.54
	14	35.29	37.78	38.27	31.12	29.71	28.48	33.44	29.55
	28	36.25	34.20	33.80	34.50	35.61	34.80	34.86	34.02
Mix design 1									
Compression strength (MPa)									
Specimens Paver 8	Results of strength							Characteristic strength	
	Individual values/average value								
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.			
Ages	7	19.63	21.49	24.44	20.89	22.70	18.06	21.20	19.13
	14	25.31	22.92	27.02	26.09	29.09	27.98	26.40	24.40
	28	34.83	33.23	38.48	37.14	30.73	37.49	35.32	32.60
Mix design 2									
Compression strength (MPa)									
Specimens Paver 8	Results of strength							Characteristic strength	
	Individual values/average value								
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.			
Ages	7	18.34	15.78	16.43	19.74	18.01	19.48	17.96	16.50
	14	24.56	31.23	26.64	28.91	28.56	27.91	27.97	25.90
	28	30.23	31.19	33.64	34.20	33.17	32.33	32.46	31.06
Mix design 3									
Compression strength (MPa)									
Specimens Paver 8	Results of strength							Characteristic strength	
	Individual values/average value								
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.			
Ages	7	24.5	23.72	19.02	23.83	27.43	19.95	23.08	20.22
	14	32.69	34.83	32.4	35.18	31.99	33.45	33.42	32.21
	28	36.17	36.15	34.5	38.53	36.64	35.18	36.20	34.92
Reference									

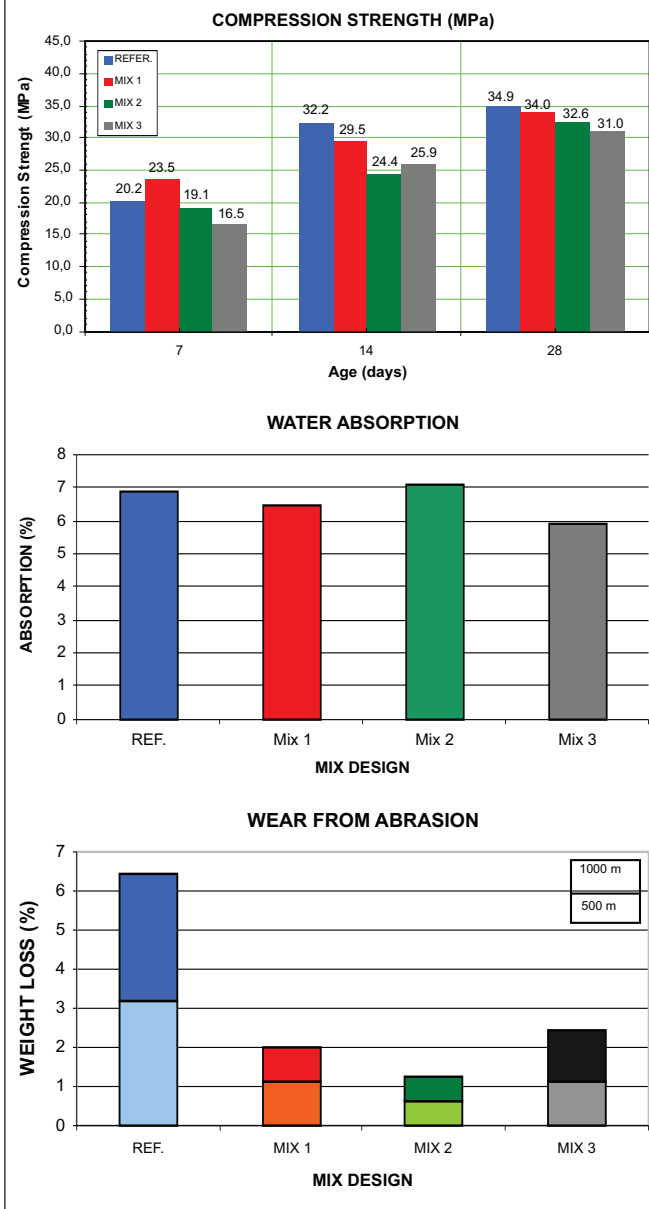
Table 8 – Water absorption performance of the blocks

Water absorption				
Specimens Paver 8	Water absorption results (%)			
	Values of weight (Kg)			Average absorption
	Dry weight (air)	Oven-dried	Saturated surface dry	
Specimen	CP 1	3.76	3.61 6.87	3.86 6.46
	CP 2	3.77	3.59 5.46	3.79 6.46
	CP 3	3.57	3.41 7.04	3.65 6.46
Mix design 1				
Water absorption				
Specimens Paver 8	Water absorption results (%)			
	Values of weight (Kg)			Average absorption
	Dry weight (air)	Oven-dried	Saturated surface dry	
Specimen	CP 1	3.41	3.26 7.29	3.50 7.12
	CP 2	3.74	3.57 6.68	3.80 7.12
	CP 3	3.46	3.30 7.39	3.55 7.12
Mix design 2				
Water absorption				
Specimens Paver 8	Water absorption results (%)			
	Values of weight (Kg)			Average absorption
	Dry weight (air)	Oven-dried	Saturated surface dry	
Specimen	CP 1	3.43	3.22 5.28	3.39 5.90
	CP 2	3.51	3.33 6.31	3.54 5.90
	CP 3	3.46	3.27 6.12	3.47 5.90
Mix design 3				
Water absorption				
Specimens Paver 8	Water absorption results (%)			
	Values of weight (Kg)			Average absorption
	Dry weight (air)	Oven-dried	Saturated surface dry	
Specimen	CP 1	3.35	3.25 6.15	3.45 6.86
	CP 2	3.30	3.15 6.35	3.35 6.86
	CP 3	3.25	3.10 8.06	3.35 6.86
Reference				

Table 9 – Abrasive wear performance of the blocks

Wear from abrasion test							
Especimen extracted of Paver 8	Weight loss result (%)						
	250 laps = 500m of friction			500 laps = 1000m of friction			500 laps Average loss
	Initial weight	Final weight	Parcial difference	Initial weight	Final weight	Total difference	
Especimen	CP 1a	916.28	903.68 1.38	12.60	916.28	898.44 1.95	17.84 1.98
	CP 1b	839.90	833.26 0.39	6.64	839.90	822.96 2.02	16.94 1.98
	CP 2a	905.10	892.13 1.43	12.97	905.10	888.20 1.87	16.90 1.98
	CP 2b	815.30	807.11 1.00	8.19	815.30	798.11 2.11	17.19 1.98
Mix design 1							
Wear from abrasion test							
Especimen extracted of Paver 8	Weight loss result (%)						
	250 laps = 500m of friction			500 laps = 1000m of friction			500 laps Average loss
	Initial weight	Final weight	Parcial difference	Initial weight	Final weight	Total difference	
Especimen	CP 1a	757.46	749.40 1.06	8.06	757.46	745.40 1.95	12.06 1.26
	CP 1b	846.12	842.80 0.39	3.32	846.12	838.40 0.91	7.72 1.26
	CP 2a	862.13	858.70 0.40	3.43	862.13	851.23 1.26	10.90 1.26
	CP 2b	961.25	955.03 0.65	6.22	961.25	949.20 1.25	12.05 1.26
Mix design 2							
Wear from abrasion test							
Especimen extracted of Paver 8	Weight loss result (%)						
	250 laps = 500m of friction			500 laps = 1000m of friction			500 laps Average loss
	Initial weight	Final weight	Parcial difference	Initial weight	Final weight	Total difference	
Especimen	CP 1a	837.17	825.03 1.45	12.14	837.17	815.00 2.65	22.17 18.85
	CP 1b	774.75	766.35 1.08	8.40	774.75	753.77 2.71	20.98 18.85
	CP 2a	811.45	803.33 1.00	8.12	811.45	796.81 1.80	14.64 18.85
	CP 2b	744.30	735.96 1.12	8.34	744.30	725.45 2.53	18.85 18.85
Mix design 3							
Wear from abrasion test							
Especimen extracted of Paver 8	Weight loss result (%)						
	250 laps = 500m of friction			500 laps = 1000m of friction			500 laps Average loss
	Initial weight	Final weight	Parcial difference	Initial weight	Final weight	Total difference	
Especimen	CP 1a	704.54	686.65 2.54	17.98	704.54	670.76 4.79	33.78 6.45
	CP 1b	658.64	637.61 3.19	21.03	658.64	619.66 5.92	38.98 6.45
	CP 2a	671.93	644.27 4.12	27.66	671.93	621.02 7.58	50.91 6.45
	CP 2b	596.33	578.85 2.93	17.48	596.33	551.58 7.50	44.75 6.45
Reference							

Figure 10 – Summary of the results of the mix designs of this study vs. the mix design of reference



advantage of using sinter feed tailings, which can be inferred from the results achieved simply by adjusting the granulometric composition of the aggregates. The variations in the average results shown in Figure 10 are justified by the fact that they come from samples collected from the company's normal production line, operating in the aforementioned conditions, and do not represent a production lot of laboratory accuracy.

The NBR 9781 standard [17] establishes as a requisite a minimum characteristic compressive strength of 35 MPa for precast concrete blocks used for paving streets destined for light to moderate traffic of commercial vehicles. This compressive strength is easily achieved by means of a specific experimental mix design and by proportioning the materials by weight, as mentioned in the preceding paragraph.

At 28 days of age, the average water absorption rates of the blocks made of the mix designs containing sinter feed tailings were very close to those of the reference production blocks. Mix 1 showed a 5.8% decrease in water absorption, while

mix 2 showed an increase of 3.8% compared to the reference mix. Mix 3 showed better performance than mixes 1 and 2, with a 14% decrease in water absorption compared to the reference blocks. The lower percentage of tailings in this mix (50%), allied to the percentage of sand and rock dust (25% and 25%, respectively), undoubtedly favored a more continuous particle size, with a lower voids index, thus leading to lower water absorption.

The abrasive wear at 28 days of age of the mixes produced with sinter feed tailings showed much lower mass losses than those of the reference mix, after both 250 cycles and 500 cycles of the abrasive disc. The abrasive wear of mix 2 (50% tailings and 50% sand) showed the best overall performance, reflecting an 80% lower wear than that of the reference mix. Mixes 1 and 3 showed lower percentages of total wear, i.e., 69% and 62%, respectively, than that of the reference mix. The higher abrasive wear performance of the blocks containing tailings in relation to that of the reference blocks is attributed to the significant Fe content in sinter feed tailings.

5. Conclusions

This study involved an evaluation of the technical feasibility of using sinter feed tailings as aggregate in the production of concrete for the manufacture of precast concrete pavers, as well as the ecological advantage of using this type of waste, given the huge amounts of this waste generated at iron ore mining sites.

The characteristic compressive strength of the blocks produced with sinter feed tailings was very close to those obtained in the industrial production of reference, thus indicating a promising potential for the development of this technology.

The results of the water absorption tests of the blocks made with sinter feed tailings were similar to that of the reference blocks, corroborating the aforementioned conclusion.

As for abrasive wear, the excellent performance of the blocks containing sinter feed tailings is attributed to the substantial Fe content still contained in this waste, favoring its application in floors and pavements subjected to surface wear and other forces, thus confirming the significant advantages of using this material.

From an environmental standpoint, the use of this waste is also appropriate. Its use as an aggregate for concrete pavers, as an alternative substitute of natural sands, represents significant benefits to the environment as well as to mining companies.

6. Final remarks

Considering the higher density of sinter feed tailings compared to that of the aggregates currently used (sand and crushed rock), it is suitable to use this material in concrete pavers set directly on the ground, in the form of a variety paving elements, as illustrated in Figure 11. Other feasible applications for these tailings may be in concrete masonry blocks, also set on the ground, in floor beams or in continuous foundations. Additional applications could be evaluated, such as containment structures, in which weight is also a relevant and preponderant factor.

From the economic standpoint, it should be noted that a specific economic analysis is advisable on a case by case basis, due solely to the weight of the aggregate. Depending on the distance, a second transport of the finished product may diminish the economic advantages and thus prove not to be the best alternative. Thus, the production of these concrete blocks may be more advantageous when they are manufactured at or near the site where they are to be applied, which is usually a feasible situation at larger projects such as housing developments, and the construction and/or paving of new streets or neighborhoods.

Figure 11 – View of an experimental section of pavement showing conventional concrete blocks and blocks containing sinter feed tailings



7. Acknowledgments

The authors wish to acknowledge the Graduate Program in Civil Construction (PPGCC), Graduate Program in Engineering Metallurgical and Mining (PPGEM), School of Engineering, Federal University of Minas Gerais (UFMG) and CAPES/PROEX, for the academic and financial support. The author P.R.G. Brandão acknowledges to the National Council of Research and Development (CNPq) for a research grant.

8. References

- [01] ALCÂNTARA, Paula Lima. Aspectos da Sustentabilidade: Estudo de Bloco para Vedação Produzido a Partir de Resíduos da Construção Civil. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade Fumec. Belo Horizonte: 2009
- [02] PEREIRA, E. L. Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. [Dissertação. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Ouro Preto. 185p.] Ouro Preto: UFOP, 2005.
- [03] PRADO FILHO, José Francisco do; SOUZA, Marcelo Pereira de. O licenciamento ambiental da mineração no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais: uma análise da implementação de medidas de controle ambiental formuladas em EIAs/RIMAs. Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, v.9, n.4, p.343-349, dez. 2004.
- [04] IBRAM. Instituto Brasileiro de Mineração. Dados Estatísticos. 2009. Disponível em <http://www.ibram.org.br/003/00316004.asp?rdCampoPesquisado=1&btBuscar=Buscar&ttBuscar=&ttOrderBy=1&ttPagina=23&slCD_GRUPO_CONTEUDO=>> Acesso em 30 ago., 2009.
- [05] QUARESMA, G. L. F. da F. Otimização de misturas binárias de agregados graúdos para produção de concreto. In: 9º Simpósio Internacional de Iniciação Científica, 2001, São Paulo. 9º SIICUSP-CD ROM. 2001.
- [06] OLIVEIRA E SOUZA, Eduardo Bezerra. Escórias de aciaria e resíduos de concretos refratários em componentes de pavimentação. [Dissertação. Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. 128p.]. Belo Horizonte: UFMG, 2007, p.55-77.
- [07] FIORITI, César Fabiano; AKASAKI, Jorge Luis; INO, Akemi. Fabricação de pavimentos intertravados de concreto utilizando resíduos de recauchutagem de pneus. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, USP, 2006. Disponível em <<http://www.ppgec.feis.unesp.br/producao2006/36.pdf>> Acesso em 06 jul. 2009.
- [08] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concrete: microstructure, properties and materials. 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 2006.
- [09] Kamal, M.A.; JAMIL, T.; HUGHES, D.A.B. The effects of varying aggregate gradation on voids in mineral aggregates in hot mix asphalt paving mixtures. In: Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction. Cingapura: Research Publishing Services, 2011, p 1225-1230.
- [10] SYBILSKI, D.; MIRSKI, K.; KRASZEWSKI, C. Use of industrial waste materials in Road construction in Poland. In: International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures, 8–11 nov., 2004. Barcelona, Spain, Proceedings PRO 40, Bagnaux, France: RILEM Publications S.A.R.L., v. 1, 2004, p 351- 360.
- [11] KURANCHIE, F.A.; SHUKLA, S.K.; HABIBI, D. Study on mine wastes as potential resource for brick manufacturing in Western Australia. In: Research, Development, and Practice in Structural Engineering and Construction. Cingapura: Research Publishing Services, 2013, p 819-823.
- [12] ISMAIL, Z.Z.; AL-HASHMI, E.A. Reuse of waste iron as a partial replacement of sand in concrete. Waste Management, 28, 2048-2053., 2008.
- [13] ISMAIL, Z.Z.; AL-HASHMI, E.A. Validation of using mixed iron and plastic wastes in concrete. In: Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. Ancona, jun., 2010. Tarun R. Naik, UWM Center for By-Products Utilization, Milwaukee, USA. v. 1, p. 393-403.
- [14] PAVERTECH. Pisos de concreto. Disponível em <<http://www.pavertech.com.br/pisos.html>>. Acesso em 30 ago. 2009.
- [15] COPEL. Pavimentos intertravados. Disponível em <<http://www.tuboscopel.com.br/pavimentos-intertravados.php>>. Acesso em 22 set. 2009.
- [16] PIOROTTI, J. L. Pavimentação intertravada. Rio de Janeiro: Montana S.A., 1985. 64p.
- [17] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9781. Peças de concreto para pavimentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [18] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10007. Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [19] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7216. Amostragem de agregados. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [20] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10005 – Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

- [21] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10006 – Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [22] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10004 – Resíduos sólidos – classificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [23] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7211. Agregados para o concreto – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [24] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9774. Verificação da reatividade potencial pelo método químico. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [25] DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. ME 089 – Ensaio acelerado de durabilidade do agregado.
- [26] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9776. Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [27] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7251. Agregado em estado solto – determinação da massa unitária. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.
- [28] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7218. Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [29] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7219. Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [30] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7220. Determinação de impurezas orgânicas húmicas em agregado miúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [31] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7217. Determinação da composição granulométrica do agregado. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [32] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7221. Ensaio de qualidade de agregado miúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [33] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9780. Peças de concreto para avimentação – Ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [34] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.118. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [35] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.042. Rochas para revestimento; materiais inorgânicos, determinação do desgaste por abrasão. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

Interlocking concrete blocks produced with sinter feed tailings

Piso intertravado produzido com rejeito de sinter feed



A. V. COSTA^a
ayrton@ufmg.br

A. G. GUMIERI^a
adriana@demic.ufmg.br

P. R. G. BRANDÃO^a
pbrandao@demin.ufmg.br

Abstract

This paper discusses the technical feasibility and ecological advantage of using sinter feed tailings from iron ore mining as an aggregate in the production of concrete, initially to manufacture precast concrete pavers, but with the possibility of extending its use to other applications. To achieve this goal, the physical, chemical and environmental characteristics of the tailings were analyzed. The other aggregates used here were also characterized, and the tailings were quality tested when used as fine aggregate in the production of mortars, based on a comparison of their compressive strength. The interlocking concrete pavers were manufactured by a precast concrete plant, after which they were sampled and subjected to compressive strength, water absorption and abrasive wear tests, according to Brazilian technical standards NBR 9780 [33], NBR 12118 [34] and NBR 12042 [35]. The results of these tests indicated that, compared to the reference values, the compressive strength at 28 days varied from -2.5% to -11%; water absorption ranged from -14% to +3.8%; and abrasive wear varied from -80% to -62%. The main purpose of using sinter feed tailings as aggregate in concrete production is to ensure the sustainable development of the construction industry. For the iron ore mining industry, the productive disposal of these tailings represents a major advantage in cost-effectiveness, due to the elimination of stockpiles and of the costs involved in their operationalization.

Keywords: mining; wastes; sinter feed tailings; paving; interlocking concrete pavers.

Resumo

O presente trabalho apresenta a viabilidade técnica do aproveitamento e da conveniência ecológica do emprego do rejeito de sinter feed, oriundo de atividades mineradoras de ferro, como agregado na produção do concreto, inicialmente para a fabricação de elementos pré-fabricados destinados à pavimentação, com possibilidade de expansão para outras finalidades. Inicialmente, foram realizados os seguintes ensaios de caracterização dos materiais: caracterização física, química e ambiental do rejeito, caracterização física dos demais agregados utilizados e ensaio de qualidade do rejeito quando empregado como agregado miúdo na produção de argamassas, por comparativo de resistência à compressão das mesmas. Posteriormente, após a produção de peças para piso intertravado, em uma indústria de pré-fabricados, os mesmos foram amostrados e submetidos aos ensaios resistência à compressão, absorção e desgaste por abrasão, segundo as normas NBR 9780 [33], NBR 12118 [34] e NBR 12042 [35]. Quanto aos resultados, as resistências à compressão aos 28 dias, sofreram variações entre -2,5% e -11%; quanto às absorções de água, as variações ficaram entre -14% e +3,8%; quanto à abrasão, observaram-se variações entre -80% e -62%, percentuais estes referidos sempre aos valores de referência. A grande relevância do uso do rejeito de sinter feed como agregado na produção de concreto se refere ao desenvolvimento sustentável da indústria da construção civil. Para as indústrias mineradoras, o descarte desse rejeito de maneira produtiva significa grande vantagem na relação custo-benefício que se caracterizará pela ausência tanto das pilhas de estocagem em suas áreas quanto pela ausência de despesas com sua operacionalização.

Palavras-chave: mineração, rejeito, sinter feed, pavimentação, piso intertravado.

^a Universidade Federal de Minas Gerais, Campus Pampulha, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introdução

A busca por uma destinação útil aos resíduos e rejeitos oriundos da produção de indústrias siderúrgicas e mineradoras tem sido uma preocupação constante por parte das empresas que se dedicam a estas atividades, de ambientalistas, bem como órgãos de controle e instituições de pesquisas, interessados na preservação do meio ambiente. Como exemplo, na siderurgia já é consagrado o grande avanço estabelecido pelo aproveitamento de determinadas escórias como componentes importantes para produção de cimentos Portland, contribuindo para significativas economias em sua produção, melhoria de suas características e, principalmente, para a utilização inteligente de resíduos oriundos das indústrias siderúrgicas.

Também na área da mineração de calcário e gnaiss, aquilo que um dia foi rejeito na produção das britas para emprego nos concretos, hoje, graças a pequeno investimento e estabelecimento de mais uma fase de beneficiamento das frações finas da britagem, constitui-se com crescente aceitação pelo mercado nas areias artificiais. As areias calcáreas, por exemplo, com o seu emprego substituindo parte das areias naturais provenientes dos rios, incorpora significativas melhorias nas propriedades dos concretos e argamassas, ao mesmo tempo em que estabelece também uma desejável economia no consumo deste bem natural, finito e não renovável. Não apenas nos setores da mineração e siderurgia, mas também na própria construção civil a busca constante pelo aproveitamento de seus rejeitos e resíduos ocupa hoje lugar de destaque na pesquisa e busca de tecnologia de novos materiais que contribuam para a sustentabilidade ambiental. Segundo [1]:

"Com o desenvolvimento das cidades, a ação do homem sobre o meio ambiente resultou na degradação dos recursos naturais e na poluição, comprometendo assim a qualidade da vida dele mesmo. [...] No século XXI é tarefa dos profissionais da construção civil a adequação dos princípios da construção sustentável ao cotidiano do trabalho, pois é grande a responsabilidade e a parcela deste setor no desenvolvimento sustentável."(Alcântara, 2009, pag 36)

Nas aplicações pioneiras de indústrias mineradoras, os rejeitos de sua produção e beneficiamento eram descartados em grandes volumes nos leitos dos rios, tendo os procedimentos de disposição evoluídos para sistemas de contenção, realizados sem qualquer controle. Entretanto, com o avanço das legislações ambientais e, principalmente, após o registro de rupturas de barragens e pilhas de rejeitos associadas a grandes impactos ambientais, as empresas mineradoras passaram a conceber esses sistemas como obras de engenharia. Por consequência, passaram a destinar maior interesse no atendimento à legislação no sentido de alternativas mais seguras para a contenção de seus resíduos [2]. Neste contexto o aproveitamento de rejeitos surge como fator de redução de custos das mineradoras, fonte adicional de renda e atitude de melhoria da qualidade ambiental.

Este trabalho tem como objetivo avaliar a utilização do rejeito de *sinter feed* como agregado na produção de peças de concreto empregadas em pavimentação. São apresentadas as características do rejeito bem como o desempenho mecânico e a durabilidade de peças pré-fabricadas para pavimentação produzidas com o mesmo.

2. Revisão bibliográfica

Na região central do Estado de Minas Gerais, localiza-se uma área com aproximadamente 7.160 km², denominada Quadrilátero Ferrífero, de grande importância do ponto de vista econômico e ambiental, sendo suas reservas de minério de ferro avaliadas em aproximadamente 29 bilhões de toneladas. Além de abrigar grandes mineradoras de ferro, no Quadrilátero Ferrífero também estão presentes empreendimentos de mineração de inúmeros outros tipos de rochas e substâncias minerais. Trata-se de uma das mais importantes províncias minerais produtivas do país e a mais conhecida em termos geológicos [3] e [2].

O Brasil é o sexto país detentor de maiores quantidades de minério de ferro, com quase 7% das reservas mundiais e o segundo maior produtor de minério de ferro, com 19% da produção mundial. Em 2007, o país produziu 350 milhões de toneladas, equivalentes a 18,42% da produção mundial, que é de 1,9 bilhões de toneladas [4]. O alto teor de ferro contido nos minérios brasileiros (60 a 67% nas hematitas e 50 a 60% nos itabiritos) leva o Brasil a ocupar lugar de destaque no cenário mundial, em termos de ferro contido no minério. O estado de Minas Gerais é responsável por aproximadamente de 75% dessas reservas, notabilizando-se pela grande quantidade de plantas de mineração, especialmente as de ferro, espalhadas pela região.

O minério de ferro é utilizado na indústria siderúrgica (99%) e o restante é utilizado como carga na indústria de ferro-liga, cimento e construção de estradas. Sua utilização pode ser feita por minérios granulados e aglomerados (*sinter* ou *pelota*). Os granulados (6 a 25 mm) são adicionados diretamente nos fornos de redução, enquanto que os aglomerados são os minérios mais finos. Os principais processos de aglomeração são a sinterização e a pelletização. Na sinterização são obtidos minérios *sinter feed* (0,15 a 6,35 mm) e na pelletização são obtidos minérios *pellet feed* (menor que 0,15mm). O minério de ferro com teores médios de 65% de ferro, sílica e alumínio em torno de 3% cada, e baixo teor de fósforo, é utilizado nos alto-fornos para a produção de ferro gusa e nos fornos de redução direta para produção de ferro-esponja. O *sinter feed* é destinado às usinas siderúrgicas integradas de aço [5]. Em ambos os processos são geradas expressivas quantidades de rejeitos; os granulares dispostos em pilhas e os finos, pulverulentos, dispostos em barragens. O setor siderúrgico possui grande importância econômica, gerando riquezas e milhares de empregos. No entanto, essa atividade industrial produz enormes quantidades de resíduos, tornando-se necessário o uso de tecnologias limpas para a redução de sua geração, o desenvolvimento de pesquisas e tecnologias que viabilizem seu reaproveitamento e/ou reciclagem de maneira segura, econômica e ecológica. Uma solução viável para a redução do impacto ambiental é seu aproveitamento como agregados na construção civil [6].

A indústria da construção civil tem sido responsável por cerca de 20% dos recursos naturais extraídos da natureza e, nesse contexto, a utilização de resíduos como substituição das matérias-primas pode reduzir a quantidade dessa extração, substituindo, em grande parte, os agregados naturais empregados em concretos, argamassas, blocos, *pavers*, barreiras de contenção e bases para pavimentação [7].

O rejeito de *sinter feed* é um resíduo granular do processo de produção do minério de ferro que, até o momento, não apresenta

nenhum tipo de aproveitamento com regular demanda comercial. Durante o processo de produção do minério de ferro, este material é submetido a operações de lavagem e peneiramento, gerando um rejeito sem contaminantes e com razoável regularidade granulométrica. O rejeito vem sendo depositado, ao longo dos anos, em enormes pilhas junto às áreas de mineração, causando danos ao meio ambiente e exigindo uma demanda de custos relativos ao seu manuseio, transporte interno, disposição e estoque, controle e acompanhamento ambientais. Em média, as pilhas de rejeito de *sinter feed* apresentam alturas que equivalem a uma construção residencial de cinco ou seis andares de altura e em extensões consideráveis. O rejeito de *sinter feed*, no geral, contém, ainda, significativa quantidade de ferro, cuja maior separação não é possível apenas pelo processo de rolo magnético, usualmente existente e utilizado no processo de beneficiamento do minério. Para tanto, exigiria a montagem de uma instalação de jig, que possibilitaria uma separação maior do minério de ferro através de sistema gravimétrico, mas que, em contrapartida, resultaria em elevado consumo de água e também de investimentos, cuja relação custo/benefício não justificou sua adoção generalizada até o momento. Os agregados para concretos são classificados como artificiais ou naturais, sendo artificiais as areias e pedras provenientes do britagem de rochas. Como exemplos de naturais, podem ser citados as areias extraídas de rios ou barrancos e os seixos rolados. Outro fator que define a classificação dos agregados é sua massa unitária (ou massa específica aparente), podendo ser divididos em leves (argila expandida, pedra-pomes, vermiculita), normais (pedras britadas, areias, seixos) e pesados (hematita, magnetita, barita). Agregados que pesam menos que 1.120kg/m^3 são geralmente considerados leves e encontram aplicação na produção de vários tipos de concretos leves. Os normais possuem densidade de 1.520 a 1.680 kg/m^3 e produzem o “concreto normal” com aproximadamente 2.400 kg/m^3 de peso unitário. Comparado ao agregado de peso normal, o concreto pesado varia de 2.900 a 6.100 kg/m^3 , sendo utilizado, geralmente em locais destinados à radiação nuclear [8]. KAMAL et al. [9] descrevem a influência da composição granulométrica dos agregados na distribuição de vazios em pavimentos flexíveis. Como resultado da pesquisa, os autores propõem ajustes na graduação de determinados agregados visando melhoria no desempenho dos pavimentos.

Devido à ocorrência de ferro (na condição de não magnético) no rejeito de *sinter feed*, esse material apresenta massa unitária superior aos materiais arenosos utilizados correntemente na produção de concretos. Devido a este aumento de peso do material, não se vislumbra, em princípio, sua utilização como agregado para o emprego corrente em obras de concreto armado. Seu uso implicaria em estruturas com peso próprio estrutural superior ao usualmente considerado nos projetos e obras comuns, implicando em seu dimensionamento e seus desdobramentos. Entretanto, como agregado na produção do concreto para elementos de pavimentação e outras aplicações diretamente sobre o terreno, além das vantagens de ordem ecológica, contribuiria também para maior estabilidade da pavimentação, na medida em que constituiria pavimentos com peso próprio pouco maior e menos sujeitos a deformações decorrentes das solicitações externas.

Embora os resíduos industriais possuam diversas aplicações em construções de estradas e pavimentos, as vantagens de suas aplicações não são freqüentemente entendidas, uma vez que a maioria dos resíduos não são regulamentados e os mesmos, geralmente,

são aplicados de acordo com soluções individuais [10]. A disposição de rejeitos de mineração propicia problemas econômicos, ambientais e legislativos para as empresas mineradoras. Para obtenção da sustentabilidade, esses resíduos devem ser efetivos em suas aplicações. [11]. ISMAIL e AL-HASHMI [12] demonstraram que o uso de rejeitos de mineração de ferro como substituição de agregados miúdos em concretos apresentaram melhores resistências mecânicas quando comparados aos concretos convencionais. ISMAIL e AL-HASHMI [13] também apresentam estudos de aplicações da mistura de resíduos de mineração de ferro e de plásticos em concretos.

Os pavimentos intertravados são compostos por peças pré-moldadas de concreto e constituem eficaz solução para uso em ruas, calçadas, calçadões e praças, estando esse mercado em crescimento no Brasil, tanto na construção como na reconstrução e reabilitação desse tipo de instalação urbana. Segundo Oliveira e Souza [6], quando adequadamente instalados, os pavimentos resistem à sua movimentação, afundamento ou quebra, possibilitando, dessa forma, que se tenha uma excelente superfície para caminhar, andar de bicicleta, promover trânsito de carros, caminhões, e até mesmo de empilhadeiras industriais. O emprego de peças furadas é ecologicamente correto, pois os furos permitem o retorno das águas de chuva para o solo, evitando sua perda com o escoamento; quando pigmentados favorecem marcações permanentes em estacionamentos, em cruzamentos de pedestres, pistas de tráfegos e outras áreas que necessitam de identificação; possuem manutenção simplificada, pois as peças do pavimento são recolocadas nos seus locais originais após o reparo, sem necessidade de outras adicionais.

No Brasil, a técnica de pavimentos intertravados surgiu nos anos 70, mas sua aplicação muitas vezes não obedeceu aos critérios técnicos mínimos necessários recomendáveis, prejudicando a imagem dos elementos de concreto para a pavimentação. Enquanto isso, em diversos outros países, cresceu o emprego do pavimento com peças pré-moldadas de concreto, notando-se grande desenvolvimento nas técnicas de dimensionamento, construção, materiais e também na normalização [14]. Segundo Copel [15], os principais benefícios da aplicação do pavimento intertravado com pavers de concreto tanto para o tráfego de pessoas como para veículos pesados são: permeabilidade e conforto térmico; utilização imediata com liberação do tráfego logo após sua aplicação; facilidade de manutenção, remoção e reutilização; segurança, uma vez que sua superfície é antiderrapante; versatilidade arquitetônica, apresentando vários tipos, cores e combinações; fácil assentamento e alta durabilidade.

A inexistência de limitações quanto à capacidade de suporte do pavimento, aliada às muitas opções de formato, padrões, cores e matizes disponíveis para permitir infindáveis possibilidades estéticas assegura à pavimentação êxito absoluto em praças, parques, jardins, calçadas, estacionamentos, vias urbanas, pátios, depósitos, galpões industriais, estradas, acostamentos, entre outros [7]. Conforme Piorotti [16], a vida útil do pavimento pré-moldado de concreto é bastante elevada. Considerando projetos apropriados para sub-base, elementos de boa qualidade e adequado assentamento, pode-se ter uma pavimentação com vida útil de pelo menos 25 anos. Os blocos para pavimentos (também chamados de pavers ou pavimentos intertravados de concreto) apresentam deformação vertical inferior aos pavimentos flexíveis (asfálticos) de mesma espessura. A norma brasileira NBR 9781 [17] define características, dimensões e outros requisitos a serem observados relativamente a este material.

Tabela 1 – Composição química percentual média do rejeito de sinter feed

Elements/oxides – contents %					
Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	Mn	PPC
55,85	14,78	1,65	0,16	0,44	2,68

PPC = perda por calcinação.

3. Programa experimental

3.1 Caracterização do rejeito de sinter feed e dos agregados

Na primeira etapa do programa experimental foi desenvolvida a caracterização física, química e ambiental do rejeito utilizado na fabrica-

ção dos elementos de concreto intertravado. O rejeito foi amostrado no local de sua disposição, na área de mineração, segundo prescrições das normas brasileiras NBR 10007 [18] e NBR 7216 [19]. O material foi quarteado e preparado para os ensaios de caracterização. O rejeito de *sinter feed* é procedente de uma planta de mineração situada no município de Sarzedo, Minas Gerais, e representa o perfil típico dos rejeitos gerados na mineração de ferro da região.

3.1.1 Composição química do rejeito

A Tabela 1 apresenta a composição química do rejeito de *sinter feed* obtida pela técnica de análise química por via úmida. O material, após a separação do ferro pelo processo de rolo magnético, ainda apresenta grande quantidade deste elemento, na condição de não magnético, razão pela qual este processo não é totalmente eficaz para uma concentração maior do Fe.

3.1.2 Caracterização ambiental do rejeito

A caracterização ambiental do rejeito de *sinter feed* foi realizada por ensaios de lixiviação e solubilização de acordo com as normas ABNT 10005 [20] e ABNT 10006 [21]. Sua classificação foi obtida conforme os critérios da norma ABNT 10004 [22]. As Tabelas 2 e 3 apresentam os resultados dos ensaios de lixiviação e solubilização do rejeito e os limites máximos estabelecidos pelas normas. Nenhum de seus

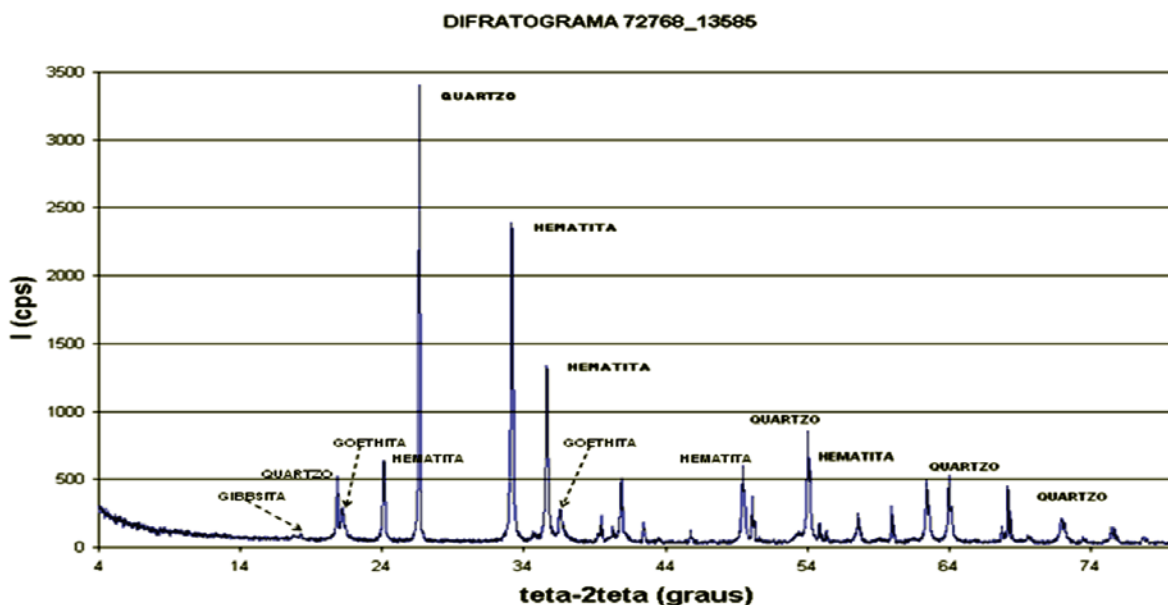
Tabela 2 – Lixiviação do rejeito e respectivos limites de norma

Parâmetro	Concentração (mg/l)	Limite máximo (mg/l)
Prata	<0,01	5,0
Bário	0,007	70,0
Cromo	<0,04	5,0
Arsênio	<0,0003	1,0
Cádmio	<0,0005	0,5
Chumbo	<0,005	1,0
Mercúrio	<0,20 (µg/l)	0,1
Selênio	<0,0005	1,0

Tabela 3 – Solubilização do rejeito e respectivos limites de norma

Parâmetro	Via A (mg/l)	Via B (mg/l)	Limite máximo (mg/l)
Prata	<0,01	<0,01	0,05
Alumínio	<0,10	<0,10	0,2
Bário	0,005	0,007	0,7
Cromo	<0,04	<0,04	0,05
Cobre	<0,004	<0,004	2,0
Ferro	<0,03	0,08	0,3
Manganês	0,012	0,018	0,1
Sódio	0,45	0,93	200,0
Zinco	0,05	0,15	5,0
Mercúrio	<0,20 (µg/l)	<0,20 (µg/l)	0,001
Selênio	<0,0005	<0,0005	0,01
Arsênio	<0,0003	<0,0003	0,01
Chumbo	<0,005	<0,005	0,01
Cádmio	<0,0005	<0,0005	0,005

Figura 1 – Difratoograma do rejeito



extratos apresentou concentração de seus constituintes acima dos padrões estabelecidos por norma, sendo o rejeito classificado como resíduo Classe II B, correspondente aos resíduos inertes.

3.1.3 Composição mineralógica do rejeito

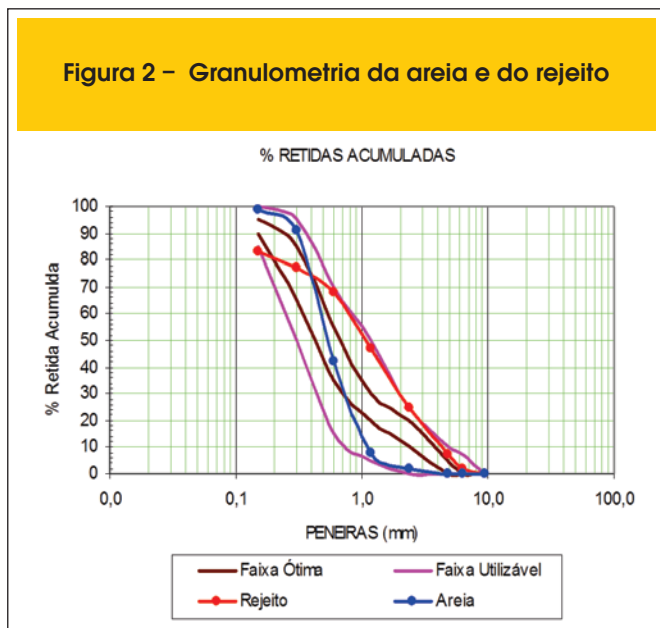
As fases mineralógicas presentes na amostra de rejeito foram identi-

Tabela 4 – Principais propriedades dos materiais

Propriedades	Resultados			
	Areia	Rejeito	Pó de pedra	Brita
Dimensão máxima característica (mm) NBR 7211 (ABNT 2005) (18)	2,4	6,3	6,3	9,5
Módulo de finura NBR 7211 (ABNT 2005) (18)	2,42	3,09	3,38	6,13
Reação alcali-agregado (mmol/litro) NBR 9774 (ABNT, 1987) (19)	-	*Sd = 7 *Ra=446	-	-
Resistência a sulfatos (%) DNER ME-089 (20)	-	2,01	-	-
Massa específica (kg/dm ³) NBR 9776 (ABNT, 1987) (21)	2,65	3,76	2,72	2,69
Massa unitária (kg/dm ³) NBR 7251 (ABNT, 1982) (22)	1,33	1,86	1,30	1,43
Teor de argila em torrões (%) NBR 7218 (ABNT, 1987) (23)	0	0	0	0
Materiais pulverulentos (%) NBR 7219 (ABNT, 2003) (24)	0,6	13,7	-	-
Impurezas orgânicas (ppm) NBR 7220 (ABNT, 2001) (25)	≤300	≤300	-	-

*Sd = Sílica dissolvida; *Rd = Redução de alcalinidade; mmol = milimoles

Figura 2 – Granulometria da areia e do rejeito



cadav qualitativamente pelas técnicas de difração de raios-X. A Figura 1 apresenta o difratograma da amostra. O rejeito apresenta fases cristalinas compostas, em sua maior parte, por hematita (Fe_2O_3) e quartzo (SiO_2). Apresenta também menores quantidades de goethita ($FeO(OH)$) e traços de gibbsita ($Al(OH)_3$). Observa-se uma carência de dados na bibliografia corrente relativa à presença dos elementos identificados na constituição deste rejeito, uma vez que a maioria dos estudos tem como foco o produto *sinter feed* e não o seu rejeito.

3.1.4 Caracterização física dos agregados, pó de pedra e do rejeito

A Tabela 4 resume as principais propriedades dos materiais empregados na confecção dos *pavers*. Na Figura 2 estão apresentadas as granulometrias, obtidas segundo a NBR 7217 [31] para a amostra do rejeito e da areia natural tomada como referência para o ensaio de qualidade do agregado, no ensaio comparativo de resistência à compressão de argamassa.

A areia tomada como referência situa-se, quase que integralmente, na faixa utilizável da norma NBR 7211 [23], apresentando dimensão máxima igual a 2,4mm e módulo de finura igual a 2,42. Já o rejeito apresenta características de uma areia grossa, no limite superior da faixa ótima da norma NBR 7211 [23], tendo esta amostra a dimensão máxima característica igual a 6,3mm e módulo de finura igual a 3,09. No ensaio de granulometria, percebe-se, ainda, que o rejeito apresenta acentuada inflexão na curva das porcentagens retidas acumuladas, nas peneiras 0,3 e 0,15 mm, o que corresponde a uma acentuada redução das porcentagens retidas nestas peneiras. Eventualmente isto poderá requerer alguma correção de finos, através da mistura de uma areia fina, com o intuito de melhorar este aspecto da composição granulométrica, quando da produção de concreto. Contudo, no caso de uma eventual necessidade desta mistura, o tecnologista deverá estar atento para a possibilidade de ocorrer segregação na moldagem das peças, em decorrência da diferença dos pesos específicos destes agregados, tomando as providências para evitar esta ocorrência.

Nos ensaios de caracterização física dos agregados miúdos, estabelecidos pela norma NBR 7211 [23], o rejeito atendeu aos requisitos de norma, com exceção apenas ao teor de material pulverulento, o que, contudo, não comprometeu seu desempenho, conforme pode ser visto no ensaio comparativo de resistência à compressão axial das argamassas. No caso de peças intertravadas de concreto, o elevado teor de finos contribui para a continuidade do tamanho das partículas, contribuindo para o efeito *filler* e auxiliando no empacotamento das partículas durante a prensagem das peças de concreto. O material pulverulento, embora necessariamente não constitua contaminação, quando em excesso e dependendo das características desejadas na composição granulométrica, eventualmente poderá comprometer a trabalhabilidade do concreto, bem como sua resistência mecânica. A norma NBR 7211 [23] estabelece um percentual máximo de material passante na peneira $75\mu m$ igual a 3% para os concretos sujeitos a desgaste superficial e 5% para concretos protegidos deste desgaste. Para agregados oriundos de processos industriais, tal como o rejeito em estudo, estes percentuais são elevados para 10% e 12%, respectivamente. O rejeito estudado, já incorporando em sua granulometria um teor de material pulverulento da ordem de 14%, em nada compromete sua utilização para a finalidade de uso em *pavers*. A grande maioria das dosagens de concreto, para a produção de *pavers*, incorpora percentuais de pó de pedra (pó calcário) que atingem valores de até 25% em relação ao agregado total. Parte significativa deste pó de pedra pode ser reduzida de forma vantajosa, já que o material pulverulento do rejeito o substitui em parte e atua como *filler*, promovendo o efeito da nucleação e melhoria da matriz cimentícia.

Segundo Mehta e Monteiro [8], os agregados pesados apresentam massa específica na faixa de 3,4 a 6,5 kg/dm^3 . De acordo com os compostos mineralógicos encontrados no rejeito, tais como hematita e goethita, pode-se considerar que o material é classificado como agregado pesado [8].

3.1.5 Qualidade do rejeito empregado como agregado miúdo, por comparativo de resistência à compressão das argamassas

Embora o rejeito seja isento de matéria orgânica, optou-se,

Figura 3 – Resistência à compressão das argamassas de areia (agreg. 1) e rejeito (agreg. 2)

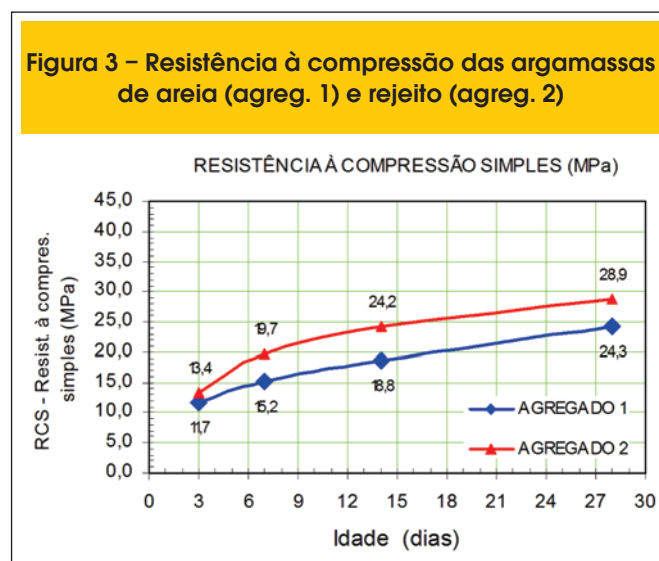


Tabela 5 – Parâmetros de caracterização dos cimentos utilizados

Análise	Cimento CP II E 32	Cimento CP V ARI
Resíduo insolúvel (%)	2,4	0,73
Perda ao fogo (%)	5,4	3,8
MgO (%)	2,3	0,76
SO ³ (%)	2,8	2,84
Água da consistência normal (%)	28,6	31,0
Finura # 200 mesh (%)	1,9	0,0
Finura # 325 mesh (%)	11,8	1,8
Área específica (cm ² /g)	4021	4770
Início de pega (min.)	138	120
Fim de pega (min.)	192	180
Expansibilidade a quente	-	0,0
Resistência à compressão MPa	3 dias	26,0
	7 dias	29,6
	28 dias	36,3
		41,5
		45,9
		54,5

nessa pesquisa, pela realização do ensaio de qualidade do agregado, segundo a norma NBR 7221 [27]. Para o ensaio, tomaram-se como referência os resultados de resistência à compressão obtidos em argamassa utilizando uma areia quartzosa, de procedência conhecida e reconhecida como de boa qualidade, de uso corrente em obras de concreto na região metropolitana de Belo Horizonte. Devido à significativa diferença de densidade dos materiais comparados, para o ensaio de qualidade do agregado miúdo foi necessário um ajuste na pesagem dos mesmos de forma a igualar os volumes de material nas argamassas produzidas. Assim, as argamassas estudadas foram produzidas nos seguintes traços em peso (cimento, agregado e relação água/cimento), o que correspondeu ao mesmo volume de agregado em ambos os traços, igual a 1,772 dm³:

- Argamassa com areia: 1 : 2,35 : 0,6
- Argamassa com rejeito: 1 : 3,30 : 0,6

Foi utilizado o cimento Portland CP II-E 32. Foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos de 50mm x 100 mm para cada traço e idade de ruptura. Os rompimentos dos corpos de prova foram nas idades de 3, 7, 14 e 28 dias. A Figura 3 apresenta o gráfico das resistências obtidas.

A argamassa com o rejeito apresentou, em todas as idades, resistências maiores que as da argamassa com areia, o que demonstra a boa qualidade do rejeito como agregado miúdo para a argamassa.

Para se avaliar a ordem de grandeza do aumento de peso em decorrência da massa específica do rejeito, foram comparadas as densidades das argamassas, a partir de corpos de prova adensados e endurecidos, produzidos com areia lavada e com o rejeito. A argamassa de referência apresentou densidade média de 2,11 g/cm³, enquanto que a argamassa com rejeito apresentou densidade média de 2,78 g/cm³, ou seja, a argamassa com rejeito mostrou-se 31,65% mais pesada.

3.2 Caracterização dos cimentos utilizados

No desenvolvimento dos trabalhos foram utilizados os cimentos Portland CP II E 32 e o CP V ARI, na primeira e segunda etapas do programa experimental, respectivamente, cujos dados de caracterização de ambos constam da Tabela 5.

3.3 Execução dos elementos pré-fabricados

A segunda etapa do programa experimental, considerada de produção dos elementos pré-fabricados, teve como foco verificar o desempenho de *pavers* (bloquetes) produzidos com concreto utilizando o rejeito, em uma situação efetiva de produção industrial destes elementos pré-fabricados de concreto para pavimentação, comparativamente com a produção convencional da indústria. Estabeleceu-se a substituição parcial e total dos agregados utilizados correntemente em uma linha de produção de pré-fabricados de

Figura 4 – Peças convencionais do bloquete Paver 8



Figura 5 – Vibroprensa em etapa da produção dos bloquetes



concreto pelo rejeito em estudo, mantendo-se constantes os demais parâmetros rotineiros de produção estabelecidos pela indústria. Os parâmetros utilizados na produção de um dos bloquetes industrializados, o *Paver 8*, foram adotados, tais como, traço, materiais, aditivos, quantidade de água, tempos de vibroprensagem e cura.

O *Paver 8* é um bloquete retangular intermediário na linha de produção e possui dimensões de 10 x 20 x 8 cm. A Figura 4 ilustra o *Paver 8* produzido pela fábrica com materiais convencionais.

Nesta etapa da pesquisa estabeleceu-se como metodologia a seguinte seqüência de procedimentos:

- Determinação da distribuição granulométrica do agregado do traço utilizado, correntemente, pela indústria;
- Definição dos traços experimentais de concreto a serem produzidos com o rejeito;
- Produção dos bloquetes com as alternativas de traço definidas;
- Caracterização e propriedades dos bloquetes:
 - Determinação dimensional - NBR 9781 [17];
 - Resistência à compressão - NBR 9780 [33];
 - Absorção de água - adaptação da norma NBR 12118 [34];
 - Desgaste por abrasão - adaptação da norma NBR 12042 [35].

3.3.1 Materiais empregados nos bloquetes

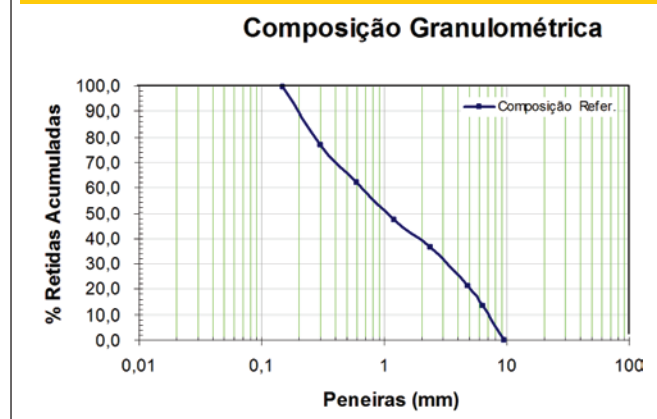
Na produção dos bloquetes de referência foram utilizados os materiais:

- Areia média quartzosa lavada, proveniente de Inhaúma, MG;
- Pó de pedra calcário, proveniente de Pedro Leopoldo, MG;
- Brita calcárea, proveniente de Pedro Leopoldo, MG;
- Cimento Portland CP V ARI;
- Aditivo plastificante, de base surfactante, Rehomix 610;
- Água.

3.3.2. Fabricação dos *Paver 8* em processo de produção corrente da indústria

Especificamente em relação à sua linha de bloquetes para pavi-

Figura 6 – Composição granulométrica dos agregados utilizados na produção dos bloquetes



mentação, a fábrica opera com uma vibroprensa hidráulica, automática, marca Trillor, modelo MBX-975, Multibloc. A Figura 5 mostra uma vista do referido equipamento.

Na dosagem do concreto utilizado em sua produção corrente, o cimento foi medido em massa e os agregados em volume. O traço do concreto utilizado na produção dos bloquetes, por betonada alimentada, compôs-se de:

- 2 giricas de areia - 400 kg;
- 1 girica de pó de pedra - 200 kg;
- 1 girica de brita - 200 kg;
- 160 kg de cimento;
- 59 litros de água;
- 5 litros de solução do aditivo plastificante, composta por 20 litros do concentrado em 180 litros de água ($\approx 3\%$ da massa do cimento);
- Relação água/cimento = 0,397.

A mistura dos materiais foi processada em uma betoneira e o controle da água foi feito por sensores internos no misturador, de tal forma que a umidade da mesma se situou na faixa de 6,5 a 7,0 % no máximo, incluindo-se aí a umidade da areia. Considerando-se o traço adotado, a composição granulométrica dos agregados está apresentada na Figura 6.

A seqüência de operações, uma vez alimentado o misturador da vibroprensa, constituiu-se em:

- Descarga e vibroprensagem do concreto nas respectivas formas, a uma pressão aproximada de 90 bar, por um período de 5 a 7 segundos;
- Transporte da bandeja com os *pavers* ao gaveteiro, para repouso por 24 horas;
- Paletização dos pré-fabricados para destino às áreas de cura (câmara úmida ou pátio de molhação) por um período de 7 dias;
- Transferência do produto acabado, paletizado, para a área de estoque.

Para a amostragem dos bloquetes produzidos com concreto convencional foi definida, aleatoriamente, uma data e um horário na jornada de produção da fábrica, da qual foram separadas amostras do *Paver 8*. Após terem sido processadas conforme a seqüência industrial descrita anteriormente, constituíram as peças de referência que foram submetidas aos ensaios de resistência à compressão, de absorção de água e de desgaste por abrasão.

Tabela 6 – Composições estudadas

Composição 1	Composição 2	Composição 3	Composição 4	Composição 5	Composição 6
100% do rejeito	75% de rejeito	75% de rejeito	75% de rejeito	50% de rejeito	50% de rejeito
25% de pó de pedra	25% de brita	25% de areia	50% de areia	25% de areia	25% de pó de pedra

Para os ensaios de resistência à compressão foram separadas 18 peças, 6 corpos de prova cada, para rompimento nas idades de 7, 14 e 28 dias, em conformidade com a norma NBR 9781 [17]. Foram rompidos 6 corpos de prova para cada idade, ensaiados conforme a norma NBR 9780 [32]. O cálculo do valor característico da resistência à compressão é obtido por meio da equação (1):

$$f_{pk} = f_p - t * s \tag{1}$$

onde:

f_{pk} = resistência característica à compressão, em MPa;
 f_p = resistência média à compressão das peças, em MPa;
 s = desvio padrão da amostra, calculado pela equação (2);

$$s = \sqrt{\frac{\sum(f_p - f_{pi})^2}{n - 1}} \tag{2}$$

onde:

f_{pi} = resistência individual das peças ensaiadas, em MPa;
 n = número de peças da amostra (6 peças);
 t = coeficiente de Student, varia em função do número de peças ensaiadas.

O coeficiente de Student adotado neste ensaio foi de 0,920, em função do número de peças ensaiadas em cada idade, conforme a norma NBR 9781 [17].

Para os ensaios de absorção de água foram ensaiadas 3 peças na idade de 28 dias. Para a análise dos resultados calculou-se a absorção média das 3 peças ensaiadas. O cálculo do valor individual da absorção de água de cada peça foi feito de acordo com a equação (3):

$$a = \frac{m_2 - m_1}{m_1} * 100 \tag{3}$$

onde:

a = absorção total, em %;
 m_1 = massa do corpo de prova seco em estufa, em kg;
 m_2 = massa do corpo de prova saturado, em kg.

Para os ensaios de desgaste por abrasão foram separadas 4 peças, constituindo 2 amostras, com 2 peças cada, para análise na idade de 28 dias. De cada peça foi preparado um corpo de prova cúbico, com dimensões de 6 x 6 x 8cm. Um par de cubos

constituiu a amostra 1 com os 2 cp's, CP1a e CP1b. O segundo par constituiu a amostra 2, com os 2 cp's, CP2a e CP2b. Foram medidos os desgastes parciais, correspondentes a 250 voltas do disco abrasivo, equivalente a 500 m, e o desgaste total, correspondente a 500 voltas do disco abrasivo, equivalente a 1000m. Em ambas as etapas, os valores absolutos dos desgastes foram

Figura 7 – Aparelho de ensaio de desgaste por abrasão



Figura 8 – Composições granulométricas mais próximas à composição de referência

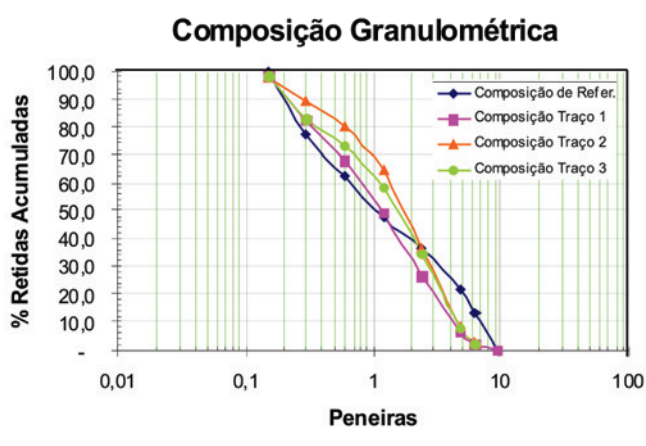


Figura 9 – Peças do bloquete Paver 8 produzidas com o rejeito de sinter feed



expressos em perda de massa dos corpos de prova, calculados pela equação (4):

$$d = \frac{m_i - m_0}{m_0} * 100 \quad (4)$$

onde:

d = desgaste expresso por perda de massa, em %;

m_i = massa do corpo de prova após estagio parcial ou total, em g;

m_0 = massa inicial do corpo de prova, em g.

Para análise dos resultados calculou-se também o desgaste médio apresentado pelos 4 corpos de prova após o estágio final, de 500 voltas do disco abrasivo. Para o ensaio de desgaste por abrasão foi utilizado um abrasímetro Amsler, marca Pavitest, ilustrado na Figura 7.

3.3.3 Produção dos Paver 8 com rejeito de *sinter feed*

Para o desenvolvimento desta pesquisa, dentro dos parâmetros de objetivos estabelecidos, foram definidos os seguintes procedimentos:

- Estudo de composições granulométricas, tomando-se como referência a da produção de bloquetes da empresa (Figura 6);
- Este estudo considerou os condicionantes e conveniências da produção rotineira na fábrica, onde a unidade de volume adotado para o agregado foi igual a uma girica usualmente empregada.
- A composição com o rejeito, que mais se aproximou da de referência da indústria, constituiu o traço base da pesquisa, considerando-se como maior aproximação a maior tendência de superposição ou proximidade da respectiva curva granulométrica;
- Outras duas composições, imediatamente mais próximas, constituíram o segundo e o terceiro traços da pesquisa e foram estabelecidos apenas para efeito de composição dos estudos e comparação de resultados;
- Os demais parâmetros da produção foram mantidos sem variação na proporção dos traços ensaiados.

Seis composições granulométricas foram analisadas, sendo as que apresentaram curvas mais próximas da composição de referência estão na Figura 8. O resumo das composições estudadas está apresentado na Tabela 6.

Com base na análise das curvas das composições granulométricas, considerando os respectivos módulos de finura, concluiu-se pela adoção das composições 4, 5 e 6 e seus respectivos traços. Assim, para os traços 1, 2 e 3 foram produzidos os bloquetes e extraídas as amostras com seus respectivos corpos de prova. A Figura 9 ilustra o Paver 8 confeccionado com o rejeito de sinter feed.

Figura 10 – Resumo dos resultados dos traços da pesquisa x traço de referência

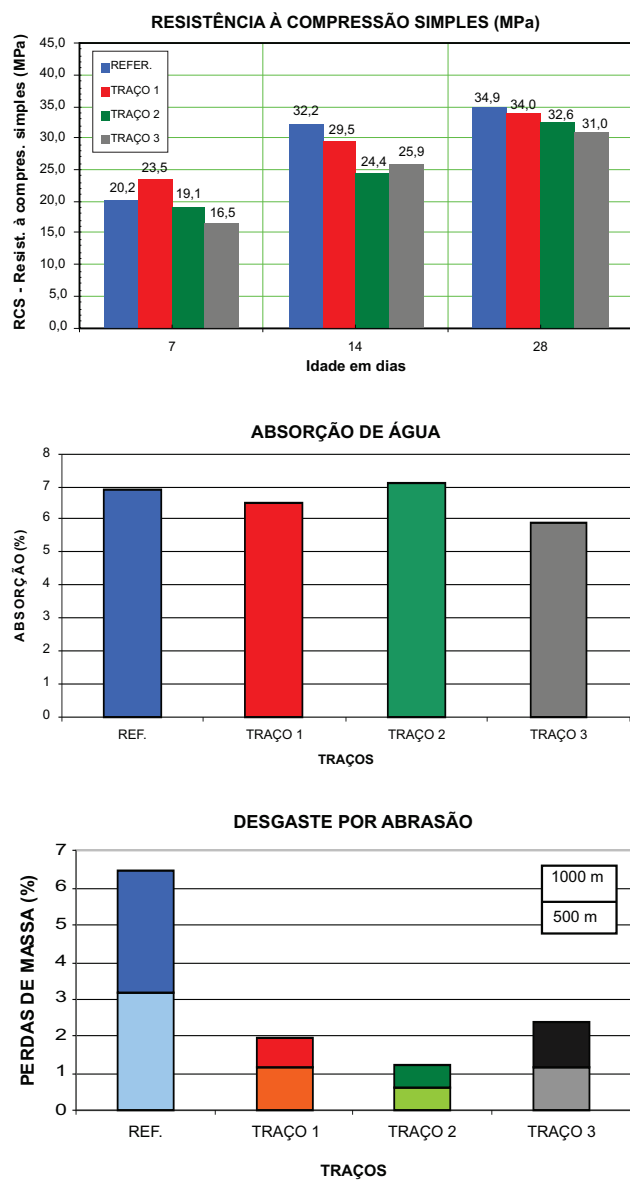


Tabela 7 – Desempenho dos bloquetes – resistência à compressão

Resistência à compressão simples (MPa)								
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de resistência							Resist. Caract.
	Valores individuais/valor médio							
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.		
Idades	7	23,97	22,45	31,28	31,69	28,56	24,93	23,54
		27,15						
	14	35,29	37,78	38,27	31,12	29,71	28,48	29,55
		33,44						
	28	36,25	34,20	33,80	34,50	35,61	34,80	34,02
		34,86						
Traço 1								
Resistência à compressão simples (MPa)								
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de resistência							Resist. Caract.
	Valores individuais/valor médio							
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.		
Idades	7	19,63	21,49	24,44	20,89	22,70	18,06	19,13
		21,20						
	14	25,31	22,92	27,02	26,09	29,09	27,98	24,40
		26,40						
	28	34,83	33,23	38,48	37,14	30,73	37,49	32,60
		35,32						
Traço 2								
Resistência à compressão simples (MPa)								
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de resistência							Resist. Caract.
	Valores individuais/valor médio							
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.		
Idades	7	18,34	15,78	16,43	19,74	18,01	19,48	16,50
		17,96						
	14	24,56	31,23	26,64	28,91	28,56	27,91	25,90
		27,97						
	28	30,23	31,19	33,64	34,20	33,17	32,33	31,06
		32,46						
Traço 3								
Resistência à compressão simples (MPa)								
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de resistência							Resist. Caract.
	Valores individuais/valor médio							
	1° Result.	2° Result.	3° Result.	4° Result.	5° Result.	6° Result.		
Idades	7	24,5	23,72	19,02	23,83	27,43	19,95	20,22
		23,08						
	14	32,69	34,83	32,4	35,18	31,99	33,45	32,21
		33,42						
	28	36,17	36,15	34,5	38,53	36,64	35,18	34,92
		36,20						
Referência								

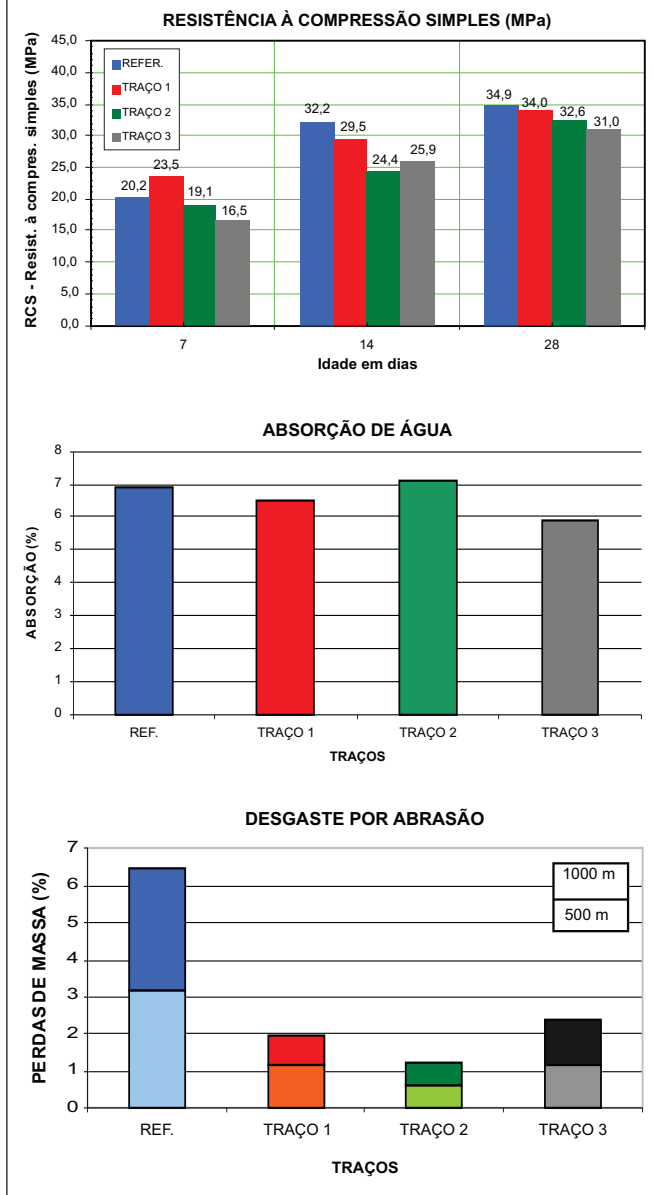
Tabela 8 – Desempenho dos bloquetes – absorção de água

Absorção de água				
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de absorção (%)			
	Medidas dos pesos (Kg)			Absorção média
	Peso seco ao ar	Peso seco em estufa	Peso sat. sup. seca	
Corpo de prova	CP 1	3,76	3,61 6,87	3,86 6,46
	CP 2	3,77	3,59 5,46	3,79 6,46
	CP 3	3,57	3,41 7,04	3,65 6,46
Traço 1				
Absorção de água				
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de absorção (%)			
	Medidas dos pesos (Kg)			Absorção média
	Peso seco ao ar	Peso seco em estufa	Peso sat. sup. seca	
Corpo de prova	CP 1	3,41	3,26 7,29	3,50 7,12
	CP 2	3,74	3,57 6,68	3,80 7,12
	CP 3	3,46	3,30 7,39	3,55 7,12
Traço 2				
Absorção de água				
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de absorção (%)			
	Medidas dos pesos (Kg)			Absorção média
	Peso seco ao ar	Peso seco em estufa	Peso sat. sup. seca	
Corpo de prova	CP 1	3,43	3,22 5,28	3,39 5,90
	CP 2	3,51	3,33 6,31	3,54 5,90
	CP 3	3,46	3,27 6,12	3,47 5,90
Traço 3				
Absorção de água				
Corpos de prova de Paver 8	Resultados de absorção (%)			
	Medidas dos pesos (Kg)			Absorção média
	Peso seco ao ar	Peso seco em estufa	Peso sat. sup. seca	
Corpo de prova	CP 1	3,35	3,25 6,15	3,45 6,86
	CP 2	3,30	3,15 6,35	3,35 6,86
	CP 3	3,25	3,10 8,06	3,35 6,86
Referência				

Tabela 9 – Desempenho dos bloquetes – desgaste por abrasão

Ensaio de desgaste por abrasão							
Corpos de prova extraídos do Paver 8	Resultados das perdas de massa (%)						
	250 voltas = 500m			500 voltas = 1000m			500 voltas perda média
	Massa inic.	Massa final	Dif. parcial	Massa inic.	Massa final	Dif. total	
Corpo de prova	CP 1a	916,28	903,68 1,38	12,60	916,28	898,44 1,95	17,84 1,98
	CP 1b	839,90	833,26 0,39	6,64	839,90	822,96 2,02	16,94 1,98
	CP 2a	905,10	892,13 1,43	12,97	905,10	888,20 1,87	16,90 1,98
	CP 2b	815,30	807,11 1,00	8,19	815,30	798,11 2,11	17,19 1,98
Traço 1							
Ensaio de desgaste por abrasão							
Corpos de prova extraídos do Paver 8	Resultados das perdas de massa (%)						
	250 voltas = 500m			500 voltas = 1000m			500 voltas perda média
	Massa inic.	Massa final	Dif. parcial	Massa inic.	Massa final	Dif. total	
Corpo de prova	CP 1a	757,46	749,40 1,06	8,06	757,46	745,40 1,95	12,06 1,26
	CP 1b	846,12	842,80 0,39	3,32	846,12	838,40 0,91	7,72 1,26
	CP 2a	862,13	858,70 0,40	3,43	862,13	851,23 1,26	10,90 1,26
	CP 2b	961,25	955,03 0,65	6,22	961,25	949,20 1,25	12,05 1,26
Traço 2							
Ensaio de desgaste por abrasão							
Corpos de prova extraídos do Paver 8	Resultados das perdas de massa (%)						
	250 voltas = 500m			500 voltas = 1000m			500 voltas perda média
	Massa inic.	Massa final	Dif. parcial	Massa inic.	Massa final	Dif. total	
Corpo de prova	CP 1a	837,17	825,03 1,45	12,14	837,17	815,00 2,65	22,17 18,85
	CP 1b	774,75	766,35 1,08	8,40	774,75	753,77 2,71	20,98 18,85
	CP 2a	811,45	803,33 1,00	8,12	811,45	796,81 1,80	14,64 18,85
	CP 2b	744,30	735,96 1,12	8,34	744,30	725,45 2,53	18,85 18,85
Traço 3							
Ensaio de desgaste por abrasão							
Corpos de prova extraídos do Paver 8	Resultados das perdas de massa (%)						
	250 voltas = 500m			500 voltas = 1000m			500 voltas perda média
	Massa inic.	Massa final	Dif. parcial	Massa inic.	Massa final	Dif. total	
Corpo de prova	CP 1a	704,54	686,65 2,54	17,98	704,54	670,76 4,79	33,78 6,45
	CP 1b	658,64	637,61 3,19	21,03	658,64	619,66 5,92	38,98 6,45
	CP 2a	671,93	644,27 4,12	27,66	671,93	621,02 7,58	50,91 6,45
	CP 2b	596,33	578,85 2,93	17,48	596,33	551,58 7,50	44,75 6,45
Referência							

Figura 10 – Resumo dos resultados dos traços da pesquisa x traço de referência



Traço 1 / composição 4: 75% de rejeito + 25% de areia;

Traço 2 / composição 5: 50% de rejeito + 50% de areia (traço cuja composição granulométrica mais se aproxima da composição de referência);

Traço 3 / composição 6: 50% de rejeito + 25% de areia + 25% de pó de pedra.

4. Resultados e discussões

Nas Tabelas de números 7, 8 e 9 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão, absorção de água e desgaste por abrasão, respectivamente, constando de cada uma os três traços da pesquisa produzidos com o rejeito e o traço de referência de produção usual da indústria, em amostras extraídas de *Paver 8*. Na Figura 10 apresenta-se o resumo dos resultados médios obtidos para cada ensaio de desempenho dos bloquetes. Pelos resultados apresentados nas Tabelas 7 a 9, e na Figura 10 pode-se considerar que:

As resistências características à compressão dos bloquetes produzidos com rejeito de *sinter feed*, em traços estabelecidos apenas com os ajustes de composição citados em 3.2.3, apresentaram, aos 28 dias de idade, resistências muito próximas às obtidas na produção de referência da indústria, porém ligeiramente inferiores. Nesta pesquisa não foram desenvolvidos estudos específicos de ajustes tecnológicos de dosagem dos traços dos concretos e verificou-se que um sistema de produção com a dosagem dos agregados em massa, certamente, contribuiria, substancialmente, para melhorar este desempenho.

A resistência do Traço 1, contendo maior percentual de rejeito (75%), foi a que mais se aproximou da de referência, apresentando redução da resistência à compressão de apenas 2,5%, o que não é significativo. O maior teor de rejeito, e consequentemente de ferro no Traço 1, por suas características físico-mineralógicas, explicam o melhor desempenho em relação aos Traços 2 e 3. Esses últimos mostraram redução de 6,6% e 11,0%, respectivamente. No entanto, esses resultados não comprometeram os objetivos gerais da pesquisa, que visou concluir sobre a viabilidade técnica do aproveitamento e da conveniência ecológica do emprego do rejeito de *sinter feed*, o que se pode inferir a partir dos resultados alcançados apenas com o ajuste elementar desenvolvido na composição granulométrica dos agregados. As variações e alternâncias dos resultados médios apresentados na Figura 10 se justificam no fato que se originam de amostras colhidas na produção corrente da indústria, nas condições já referidas, e não retratam uma produção com rigor laboratorial.

A norma NBR 9781 [17] estabelece como condição exigível para a aceitação de peças pré-moldadas de concreto, destinadas à pavimentação de vias, uma resistência característica mínima de 35 MPa para veículos comerciais de linha, destinados ao tráfego leve a moderado, desempenho de resistência à compressão facilmente alcançado com um estudo de dosagem experimental específico e com o proporcionamento dos materiais em peso, conforme referido no parágrafo anterior.

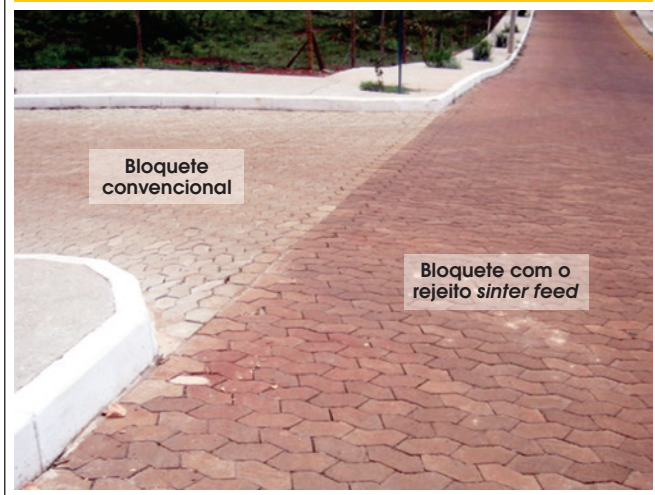
As absorções médias de água dos bloquetes dos traços produzidos com o rejeito de *sinter feed* apresentaram aos 28 dias de idade, índices de absorção muito próximos aos dos bloquetes da produção de referência. O Traço 1 apresentou redução de 5,8% na absorção e o Traço 2, acréscimo de 3,8% em relação ao traço referência. O Traço 3 apresentou melhor desempenho que ambos, com redução de 14% da absorção obtida para os bloquetes de referência. O menor percentual de rejeito neste traço (50%), juntamente com os percentuais de areia e pó de pedra presentes no traço (25% e 25%, respectivamente) certamente proporcionaram uma granulometria mais contínua, com menor índice de vazios, conduzindo, consequentemente, a uma menor absorção.

Os desgastes a abrasão aos 28 dias de idade dos traços produzidos com o rejeito de *sinter feed* apresentaram perdas de massa bem menores que as perdas do traço de referência, tanto no estágio inferior de 250 voltas como no estágio final de 500 voltas. O desgaste do Traço 2 (50% de rejeito e 50% de areia) demonstra o melhor desempenho total, refletindo um percentual de desgaste 80% inferior ao apresentado pelo traço de referência. Os Traços 1 e 3 apresentaram percentuais inferiores de desgastes totais, 69% e 62%, respectivamente, em relação ao traço de referência. O elevado desempenho dos bloquetes com rejeito em relação aos de referência está relacionado ao significativo teor de Fe contido no rejeito de *sinter feed*.

5. Conclusões

O presente trabalho buscou avaliar a viabilidade técnica do aproveitamento do rejeito de *sinter feed* como agregado miúdo na produção do concreto para a fabricação de elementos pré-fabricados

Figura 11 – Vista de trecho experimental de pavimento constando do bloquete convencional e do bloquete com o rejeito de sinter feed



destinados à pavimentação, bem como a conveniência ecológica deste aproveitamento, face à imensa geração deste rejeito nos sítios minerários.

As resistências características à compressão dos bloquetes produzidos com rejeito de *sinter feed* apresentaram resistências muito próximas às obtidas na produção de referência da indústria, constituindo-se em um aceno favorável para o desenvolvimento desta tecnologia. A absorção de água dos bloquetes dos traços com o rejeito de *sinter feed* apresentou resultado próximo ao dos bloquetes de referência, ratificando a consideração anterior.

Com relação ao desgaste por abrasão, o excelente desempenho dos bloquetes com rejeito de *sinter feed* está relacionado ao ainda significativo teor de Fe contido no rejeito, favorecendo sua aplicação em pisos e pavimentos sujeitos à esforços de desgaste superficial, entre outros, consistindo assim em importante relevância do aproveitamento deste material.

Do ponto de vista ambiental, o aproveitamento deste rejeito também se faz adequado. Seu emprego como agregado para elementos de pavimentação em concreto, como alternativa de substituição das areias naturais, proporciona vantagens significativas ao meio ambiente e às próprias mineradoras.

6. Consideração final

Considerando-se a densidade mais elevada do rejeito de *sinter feed* em relação aos agregados de uso corrente (areias e britas) um aproveitamento adequado desse material é seu emprego em peças de concreto assentadas diretamente sobre o terreno, como elementos diversos de pavimentação, como se ilustra na Figura 11. Outra aplicação viável poderá ser em blocos de concreto para alvenarias, também assentadas sobre o terreno, em baldrames ou sapatas corridas. Ainda outras aplicações poderão ser avaliadas, como estruturas de contenção, onde o peso também é fator conveniente e preponderante.

Do ponto de vista econômico faz-se conveniente enfatizar que, em cada caso, uma análise econômica específica, devida, exclusivamente, à questão do peso do agregado, reveste-se adequada. Um segundo transporte do produto acabado, dependendo da distância, poderá não constituir a melhor alternativa, estabelecendo menores vantagens econômicas. Desta forma, a produção será mais vantajosa quando a fabricação das peças de concreto for realizada próximo ou no próprio local de sua aplicação, situação geralmente viável em empreendimentos maiores, tais como conjuntos habitacionais, implantação e/ou pavimentação de novas ruas ou bairros.

7. Agradecimento

Os autores agradecem aos seguintes órgãos e instituições: Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil (PPGCC), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas (PPGEM), e CAPES / PROEX, pelo apoio acadêmico e financeiro. O coautor P.R.G.Brandão também agradece ao CNPq por uma bolsa e recursos de pesquisa.

8. Referências

- [01] ALCÂNTARA, Paula Lima. Aspectos da Sustentabilidade: Estudo de Bloco para Vedação Produzido a Partir de Resíduos da Construção Civil. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade Fumec. Belo Horizonte: 2009
- [02] PEREIRA, E. L. Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. [Dissertação. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Ouro Preto. 185p.] Ouro Preto: UFOP, 2005.
- [03] PRADO FILHO, José Francisco do; SOUZA, Marcelo Pereira de. O licenciamento ambiental da mineração no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais: uma análise da implementação de medidas de controle ambiental formuladas em EIAs/RIMAs. Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro, v.9, n.4, p.343-349, dez. 2004.
- [04] IBRAM. Instituto Brasileiro de Mineração. Dados Estatísticos. 2009. Disponível em <http://www.ibram.org.br/003/00316004.asp?rdCampoPesquisado=1&btBuscar=Buscar&ttBuscar=&ttOrderBy=1&ttPagina=23&slCD_GRUPO_CONTEUDO=> Acesso em 30 ago., 2009.
- [05] QUARESMA, G. L. F. da F. Otimização de misturas binárias de agregados graúdos para produção de concreto. In: 9º Simpósio Internacional de Iniciação Científica, 2001, São Paulo. 9º SIICUSP-CD ROM. 2001.
- [06] OLIVEIRA E SOUZA, Eduardo Bezerra. Escórias de aciaria e resíduos de concretos refratários em componentes de pavimentação. [Dissertação. Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais. 128p.]. Belo Horizonte: UFMG, 2007, p.55-77.
- [07] FIORITI, César Fabiano; AKASAKI, Jorge Luis; INO, Akemi. Fabricação de pavimentos intertravados de concreto utilizando resíduos de recauchutagem de pneus. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, USP, 2006. Disponível em <<http://www.ppgec.feis.unesp.br/producao2006/36.pdf>> Acesso em 06 jul. 2009.

- [08] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concrete: microstructure, properties and materials. 3rd ed. New York: McGraw-Hill, 2006.
- [09] Kamal, M.A.; JAMIL, T.; HUGHES, D.A.B. The effects of varying aggregate gradation on voids in mineral aggregates in hot mix asphalt paving mixtures. In: *Modern Methods and Advances in Structural Engineering and Construction*. Cingapura: Research Publishing Services, 2011, p 1225-1230.
- [10] SYBILSKI, D.; MIRSKI, K.; KRASZEWSKI, C. Use of industrial waste materials in Road construction in Poland. In: *International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures*, 8–11 nov., 2004. Barcelona, Spain, Proceedings PRO 40, Bagneux, France: RILEM Publications S.A.R.L., v. 1, 2004, p 351- 360.
- [11] KURANCHIE, F.A.; SHUKLA, S.K.; HABIBI, D. Study on mine wastes as potential resource for brick manufacturing in Western Australia. In: *Research, Development, and Practice in Structural Engineering and Construction*. Cingapura: Research Publishing Services, 2013, p 819-823.
- [12] ISMAIL, Z.Z.; AL-HASHMI, E.A. Reuse of waste iron as a partial replacement of sand in concrete. *Waste Management*, 28, 2048-2053., 2008.
- [13] ISMAIL, Z.Z.; AL-HASHMI, E.A. Validation of using mixed iron and plastic wastes in concrete. In: *Second International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies*. Ancona, jun., 2010. Tarun R. Naik, UWM Center for By-Products Utilization, Milwaukee, USA. v. 1, p. 393-403.
- [14] PAVERTECH. Pisos de concreto. Disponível em <<http://www.pavertech.com.br/pisos.html>>. Acesso em 30 ago. 2009.
- [15] COPEL. Pavimentos intertravados. Disponível em <<http://www.tuboscopel.com.br/pavimentos-intertravados.php>>. Acesso em 22 set. 2009.
- [16] PIOROTTI, J. L. Pavimentação intertravada. Rio de Janeiro: Montana S.A., 1985. 64p.
- [17] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9781. Peças de concreto para pavimentação. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- [18] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10007. Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [19] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7216. Amostragem de agregados. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [20] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10005 – Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [21] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10006 – Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [22] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10004 – Resíduos sólidos – classificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [23] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7211. Agregados para o concreto – Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.
- [24] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9774. Verificação da reatividade potencial pelo método químico. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [25] DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. ME 089 – Ensaio acelerado de durabilidade do agregado.
- [26] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9776. Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapman. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [27] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7251. Agregado em estado solto – determinação da massa unitária. Rio de Janeiro: ABNT, 1982.
- [28] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7218. Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [29] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7219. Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [30] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7220. Determinação de impurezas orgânicas húmicas em agregado miúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [31] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7217. Determinação da composição granulométrica do agregado. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [32] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7221. Ensaio de qualidade de agregado miúdo. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [33] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9780. Peças de concreto para avimentação – Ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1987.
- [34] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.118. Bloco vazado de concreto simples para alvenaria – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [35] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.042. Rochas para revestimento; materiais inorgânicos, determinação do desgaste por abrasão. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations

Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas



R. C. PAVAN^a
pavan@unochapeco.edu.br

M. F. COSTELLA^a
costella@unochapeco.edu.br

G. GUARNIERI^a
gustavo_13@unochapeco.edu.br

Abstract

This paper presents a program for consideration of the soil-structure interaction in the spatial analysis of frame structures. The method is based on the assumption of Winkler, which allows discrete adjacent springs to the shallow foundations simulating the influence of the settlements of support in three-dimensional structures. Although the model is in 3D and thus all the six degrees of freedom of each support may suffer displacements due to a settlement, in this paper, the analysis was made considering only the influence of the vertical translation of the support. The work consists in adding the methodology for consideration of flexible supports to the flowcharts presented by Gere and Weaver, Jr. [1], using the stiffness method, which is widely used for the frame structures analysis. Through the integrated analysis, contemplating parameters of infrastructure, superstructure and foundation ground, it was proved that the deformability of the soil has significant influence on the efforts redistribution and the entailment between the soil and the structure that best describes the physical behavior of a building and flexible supports condition.

Keywords: soil-structure; frame structures, shallow foundations.

Resumo

Neste artigo apresenta-se um programa para consideração da interação solo-estrutura na análise espacial de estruturas reticulares. O método empregado baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas adjacentes as fundações rasas, simulando a influência dos recalques de apoio em estruturas tridimensionais. Embora o modelo seja 3D e, portanto, todos os seis graus de liberdade de cada apoio possam sofrer deslocamentos devidos a um recalque, neste artigo, a análise foi feita considerando apenas a influência da translação vertical dos apoios. O trabalho consiste em incorporar a metodologia para consideração de apoios flexíveis aos fluxogramas apresentados por Gere e Weaver Jr. [1], utilizando o Método da Rigidez, o qual é amplamente empregado para análise de estruturas reticulares. Através da análise integrada, contemplando parâmetros da infraestrutura, supraestrutura e do terreno de fundação, comprovou-se que a deformabilidade do solo tem influência significativa na redistribuição dos esforços e a vinculação entre solo e a estrutura que melhor descreve o comportamento físico de uma edificação é condição de apoios flexíveis.

Palavras-chave: solo-estrutura; estruturas reticulares; fundações rasas.

^a Universidade Comunitária da Região de Chapecó - UNOCHAPECÓ, Chapecó, SC, Brasil

1. Introduction

In the past, according to reports by Gusmão [2], it was common to consider all fully rigid support, even for acceptable displacement situations, such as foundations. This assumption was a necessary simplification for the technology offered at that time, being justified due to the extreme difficulty in manually analyzing buildings on flexible supports. However, the choice of a rigid model is a true “gap” between the prototype and the reality according to the author.

According to Velloso and Lopes [3], the analysis of the soil-structure system is essential and aims to provide the building translation and allow the study of the structural elements behavior, to guarantee the project quality. The proposal for the interaction consideration between the interfaces of the soil-structure system has as objective approach the theory to the reality, in order to assure the durability, stability and functionality of the work during its life.

The evolution of technology led to the development of faster computers, and as result, the advent of more sophisticated computer programs, enabling more realistic analyzes, which take into consideration the deformability of the adjacent soil to the foundation. Despite of the facilities caused by technological advancement it is possible to observe the use, by structural engineers, of the same simplified model of the past in the structural calculation of the current buildings. Based on the principle mentioned by Gusmão [2], the behavior of a building is the result of the interaction among infrastructure, superstructure and foundation ground, it becomes necessary the study of the interaction among these components. According to Colares [4] “There are several cases of buildings that had some deformity due to unanticipated changes in the mechanical behavior idealized in structural analysis.” Among the defects we can highlight the incidence of major pathologies, such as gaps in beams and slabs or even columns crushing.

In this context, a program was developed in Visual Basic (VB), using Microsoft Excel® platform, which considers the deformability of the adjacent soil to shallow foundations. The method is based on the assumption of Winkler, using discrete adjacent springs along the base of the foundations. This rheological model allows simulating the structure settlements and analyze the effects of the soil-structure interaction.

2. Soil-structure interaction

In Brazil the first contextualization on this subject were made by Chamecki [5], which the main idea of the work was to establish a relationship between the stiffness of the structure and the foundation settlements. In the author words “Solidarity among the elements of the structure, gives the same considerable stiffness, which makes the differential settlement becomes less accented than the calculated [...]” (CHAMECKI, 1954, pg. 37). Based on this conception we realize that the efficiency of the project depends on the analysis of the interaction between the soil and the structure.

The structural project idealized on a rigid base, without any displacement possibility, allows subdividing the building in three parts: superstructure, infrastructure and ground foundation. We note, through studies by Silva [6], this division is still making part of the structure analysis, in which the foundations are considered as elements infinitely rigid. This hypothesis is interpreted as independence between the parts, making the structural analysis not effective, because it limits the study of each subsystem in an isolation way [2].

Reis [7] emphasizes that this kind of analysis the superstructure calculator is worried only with the part above the ground, and the foundation engineer only with foundations elements and the adjacent soils to themselves. However, the behavior of the building is related to the interaction between the interfaces of the model components (superstructure, infrastructure, soil mass), and this interference is defined as the mechanical phenomenon of soil-structure iteration (SSI).

Several authors have demonstrated the importance on structural analysis incorporated to the study of settlements, according to Velloso, Santa Maria and Lopes [8], this study “[...] aims to provide the real displacements of the foundation - and also of the structure if it is included in the analysis - and its internal efforts”. Therefore, it is essential the correct evaluation of the model support to become the construction project more realistic, taking into consideration the factors of interference between soil and structure.

3. Analysis of the soil deformability

To understand the effects of soil-structure interaction is necessary the comprehension of how the soil behaves when it is subjected the loads of edification, as well as, their physical behavior during the loading process. During this process, in the understanding of Cintra, Aoki and Albiero [9], inevitably vertical displacements occur, downwards, usually in order of centimeters, and in exceptional cases may reach hundreds of centimeters. This deformation in relation to rigid is called settlement.

According to Simons and Menzies [10] the foundation settlements may be considered as: immediate settlement (w_i); primary consolidation settlement (w_c) and secondary consolidation settlement (w_s), $w = w_i + w_c + w_s$. The immediate settlement is the predominant portion of consolidation in sandy soils and is time independent. It results in the deformation almost instantaneous when the load is applied to the soil, without the occurrence of the reduction of the void ratio in soil mass. While soil is not an elastic material, because the settlements are not recovered by unload, the immediate settlement is calculated using the theory of elasticity due to the initial volume deformation be constant in the soil mass [6].

In low permeability soils, as in the case of saturated clays, great part of the foundation settlement is due to the consolidation of the subjacent layer. In the case of settlement by consolidation, both the primary and the secondary are time-dependent and result due to the reduction of the void ratio. The primary settlement occurs because of the dissipation of excess of neutral pressure present in the solid after loading, while the secondary settlement modifies the structure of the soil without having an increase in load, in other words, without increasing the effective stress. But despite the nomenclature used to differentiate them, it does not mean that they happen at different times [10].

3.1 Winkler model

Predict the mechanical behavior of a soil mass is a complex task due to the heterogeneity of the material, which varies from clay particles to boulders. While the soil is not an elastic material because it does not recover the original volume after the unloading of itself, in conventional analyzes the actuating stress is limited at the base of the foundation, until the admissible stress of the soil. Under these conditions it is possible the application of the Winkler model.

This soil behavior model admits that the contact pressures are proportional to the displacement (w) of any point on the surface of the ground when loaded. For the case of vertical strain, the stress is given by Equation (1):

$$\sigma = k_s^v \cdot w_i \tag{1}$$

Where:

σ is the average contact stress at the base of the foundation.

w_i is the vertical displacement (settlement).

k_s^v is the module vertical reaction. This value depending to the type of soil that form the bulk of the foundation.

These springs are represented by the coefficient of elastic support K_s (kN/m), which is directly proportional to the vertical reaction module K_i (kN/m²) and the loading area A_f (m²), according to equation (2).

$$K_i = \frac{K_s}{A_f} \tag{2}$$

According to Moraes [11] it is possible to admit that the foundation base keeps rigid after the elastic deformation of the soil, which allows considering a linear variation of stress. Under these conditions, it is possible to calculate the displacements from the elastic support coefficients K_s (kN / m), according to the equation (3).

$$w = \frac{N}{K_V} = \frac{F}{K_s^v \cdot A_f} \tag{3}$$

Where:

N is an action in the foundation base.

F is a normal force to the analyzed section.

The reaction module K_s^v is not a constant of the soil and depends on various factors, such as: shape and size of the foundation, type of construction and load changes (MORAES, 1976). In general, the coefficient K_s^v can be determined in three ways: plate tests, tables of typical values and through correlations with elastic modulus.

In the absence of appropriate tests Béton-Kalender (1962, apud MORAES [11]) recommends the use of the values in Table 3.1, for the vertical reaction module and values of the table 3.2, for the elasticity module (for soils subjected to a lower stress 1 MPa). These properties were obtained through the metal plate tests with a diameter of 45 cm.

The values proposed in the bibliography must be corrected, because according to Velloso and Lopes [3], vertical reaction modules does not derive only from soil properties but also from a loading system, so they must be corrected for this situation, considering the size and shape of the analyzed element. The authors propose a correlation using equation (4), assuming the soil as an elastic homogeneous and semi-infinite material to approach the value to the real situation.

$$K_B^v = K_b^v \cdot \frac{b I_s b}{B I_{sB}} \tag{4}$$

Where:

K_B^v is the vertical reaction module of the foundation;

K_b^v is the vertical reaction module of the plate.

b is a smaller dimension of the plate;

B is a smaller dimension of the foundation;

I_s^b is the shape material of the plate;

I_s^B is the shape factor of the plate.

Table 3.1 – Values of K_s^v

Type of soil	K_s^v (kN.m ⁻³)
Light peat - Marshy ground	5,000 to 10,000
Heavy Peat - Marshy ground	10,000 to 15,000
Fine sand beach	10,000 to 15,000
Landfill silt, sand and gravel	10,000 to 20,000
Soaked clay	20,000 to 30,000
Wet clay	40,000 to 50,000
Dry clay	60,000 to 80,000
Dry clay hardened	100,000
Compacted silt with sand and stone	80,000 to 100,000
Compacted sand and silt with many stones	100,000 to 120,000
Gravel with fine sand	80,000 to 120,000
Medium gravel with fine sand	100,000 to 120,000
Coarse gravel with coarse sand	120,000 to 150,000
Coarse gravel with little sand	150,000 to 200,000
Coarse gravel with little compacted sand	200,000 to 250,000

Table 3.2 – Values of E_o (endometrial elasticity module) and E (elasticity module)

Values of E_o and E	E_o (MPa)	E (MPa)
Peat	0.1 to 0.5	0.07 to 0.35
Soaked clay	1.5 to 4.0	0.99 to 2.2
Plastic clay	4.0 to 8.0	2.6 to 5.3
Hardened clay – plastic	8.0 to 15.0	5.3 to 9.9
Loose sand	10.0 to 20.0	6.6 to 13.2
Compact sand	50.0 to 80.0	33.0 to 53.0

The shape factors, are recommended by Perloff (1975, apud VELLOSO; LOPES [3]), as shown in Table 3.3 [3]. In case of problems with thickness of finite compressible layer we use a similar table which can be obtained, in Velloso and Lopes [3].

The settlement (w) can also be obtained by a direct calculus, based on the theory of elasticity. According to Velloso and Lopes [3], this method is widely used in the analysis of SSI, and it is always associated with simplified models of the soil behavior. The authors present for the settlement prediction, in footings under centered load, the equation (5).

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (5)$$

Where:

w is the direct settlement;

q is the medium applied pressure;

B is the smallest dimension of the foundation;

ν is Poisson coefficient;

E is the elasticity module;

I_s is the shape factor;

I_d is the embedded factor;

I_h is the thickness factor of the compressible layer.

The coefficient I_s is a function of the footing shape and its stiffness. In the flexible case depends on the position of the point on the footing (center, edge, etc.) to which is desired the estimate of the immediate settlement. Thus, equation (5) can be used for rigid and flexible footing, with appropriate values of I_s , presented in Table 3.3. The dimension characteristic of the footing, B , is taken by convention, as the diameter of the circular footing or as the length of the shorter side of a rectangular footing.

The shape factors (I_s) are usually tabulated for certain values I_d and I_h . The Table 3.3 shows these values for the case of loading on the surface of a medium infinite thickness, where I_d and I_h are equal 1.0. From the settlement it becomes possible the determination of the spring coefficient (K_v), applying the deformation obtained in the equation (3).

4. Methodological procedures

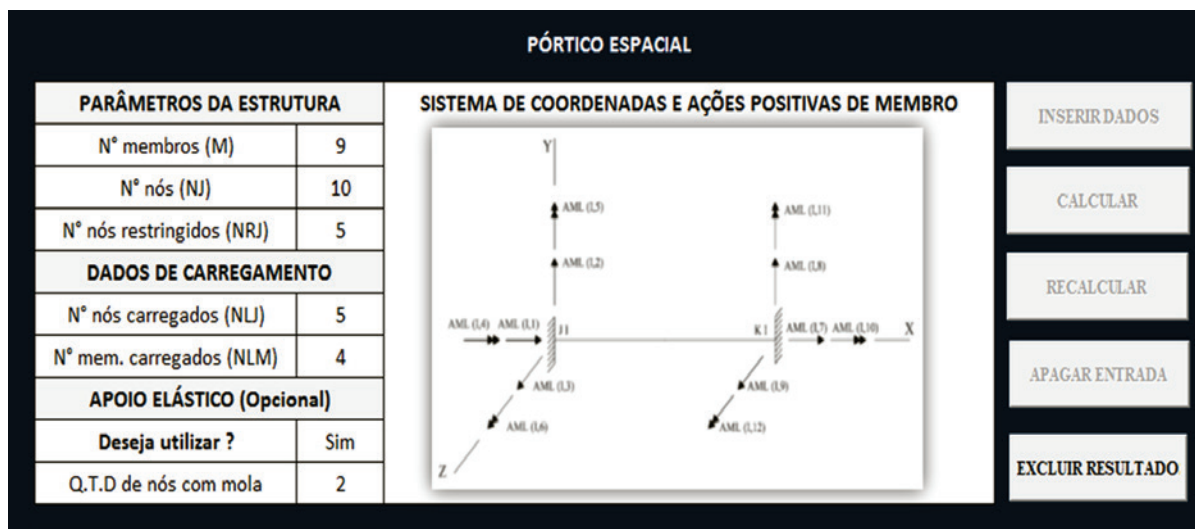
4.1 Program development

The initial step was the formalization of the computational program, based on the flow charts presented by the authors Gere and Weaver Jr. [1], for space frame, using the stiffness method for the loads and displacements determination in frame structures. It was used the programming language of Visual Basic (VB) Microsoft

Table 3.3 – Shape factors I_s , for loadings on the surface in an infinite thickness way (12)

Shape	Flexible			Rigid
	Center	Edge	Average	
Circle	1.00	0.64	0.85	0.79
Square	1.12	0.56	0.95	0.99
Rectangle	–	–	–	–
L/B = 1,5	1.36	0.67	1.15	–
2	1.52	0.76	1.30	–
3	1.78	0.88	1.52	–
5	2.10	1.05	1.83	–
10	2.53	1.26	2.25	–
100	4.00	2,00	3.70	–
1000	5.47	2.75	5.15	–
10000	6.90	3.50	6.60	–

Figure 4.1 – Partial view of the data entry program



Excel® platform. The main view of the developed software can be seen in Figure 4.1.

However, as the key requirement to validate the computational model is that it produces satisfactory results when compared to the results from the literature corresponding to the computational flowchart. Therefore, through an example of space frame, example I (5.1.1) available in the book *Frame Structural Analysis* by the authors Gere and Weaver, Jr. [1], a numerical test was performed.

4.2 Methodology for the flexible support inclusion

This procedure is done by replacing the rigid support by a flexible one, through replacing the degrees of freedom by a defined stiffness spring. This spring, partially constraints the displacement of a particular joint, thus characterizing a condition of elastic support.

4.3 Methodology for the consideration of the soil-structure interaction

The technique consists in calculating the support reactions of the structure, with rigid support, and from these values estimate the dimensions of the foundation to later apply the equation (5), to get immediate settlement. The elastic coefficient, for the base of each column, can then be obtained from equation (3). In a new analysis, rigid supports are replaced by the springs coefficients, at this point new reactions, new settlements and new springs coefficients are obtained. As the spring coefficients derive specifically from the type of soil and foundation dimensions, at each iteration, the foundation elements should be resized. The process is iterative and reaches the end when the settlements or support reactions converge to the same value. This procedure is based on the methodology presented by Chamecki [5].

4.3.1 Spatial model

The spatial model, illustrated by the Figure 4.2, consists of sixty-

-nine members and forty joints, initially the joints 1-10 will be constraints, then these vertical constraints will be replaced by relative stiffness coefficients, calculated as the equation (3) according to the elastic settlement of the points that rest on solid ground.

Taking into consideration the loads, the spatial model uses only uniform loads Q , acting in the negative Y direction, applied to all horizontal structural members and all members are subject to actions due to their own weight ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$). The structural elements are reinforced concrete with compressive strength (f_{ck}) de 25 MPa.

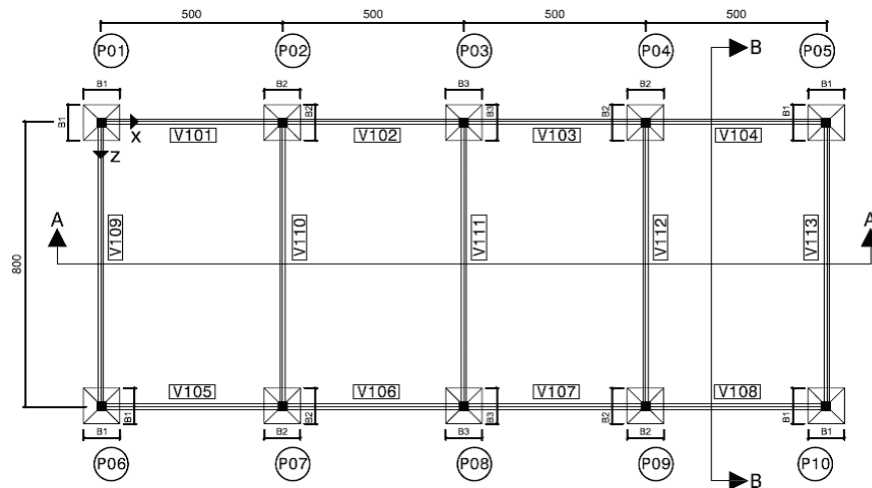
At the beginning, the model was submitted to the SSI analysis in situations of homogeneous soil, in the specific case, sand and clay. Then (in a characterized combination as a landfill performed in a sideband in the transverse direction (Z) of the structure), the P01 columns (member 01) and P06 (member 06) were submitted to spring coefficients of lower stiffness than for the other columns. All the beams have dimensions of 15x70 cm, base and height respectively, while the columns have a section of 20x20 cm. The other physical parameters for the resolution since structural model are listed in Table 4.1. The numeration, location and nomenclature of the members and foundations can be seen in the Figure 4.2.

Two types of mass soils are used in the analysis, a soil with less strength and other more strength capacity. The soil with less stiff-

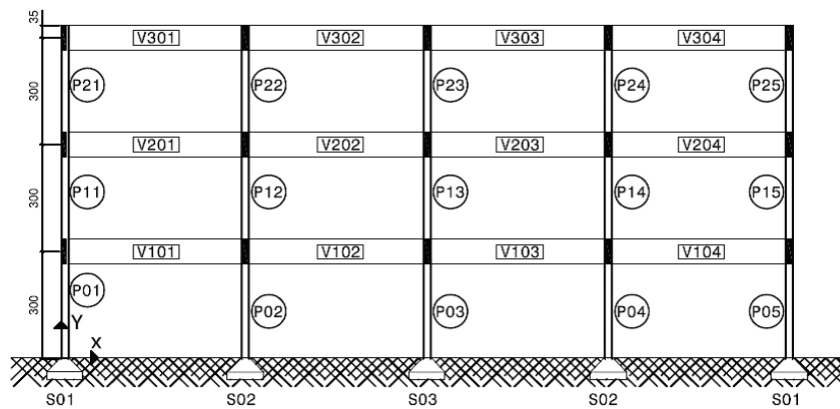
Table 4.1 – General physical parameters for the spatial structural model

Q (kN/m)	E (kN/m ²)	G (kN/m ²)
30.0	28,000,000.00	11,666,666.70
L_x (m)	L_y (m)	L_z (m)
5.0	3.0	8.0

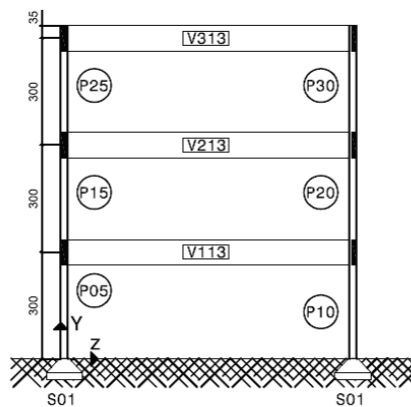
Figure 4.2 – Nomenclature for the spatial structural model members



FLOORPLAN
Nomenclature

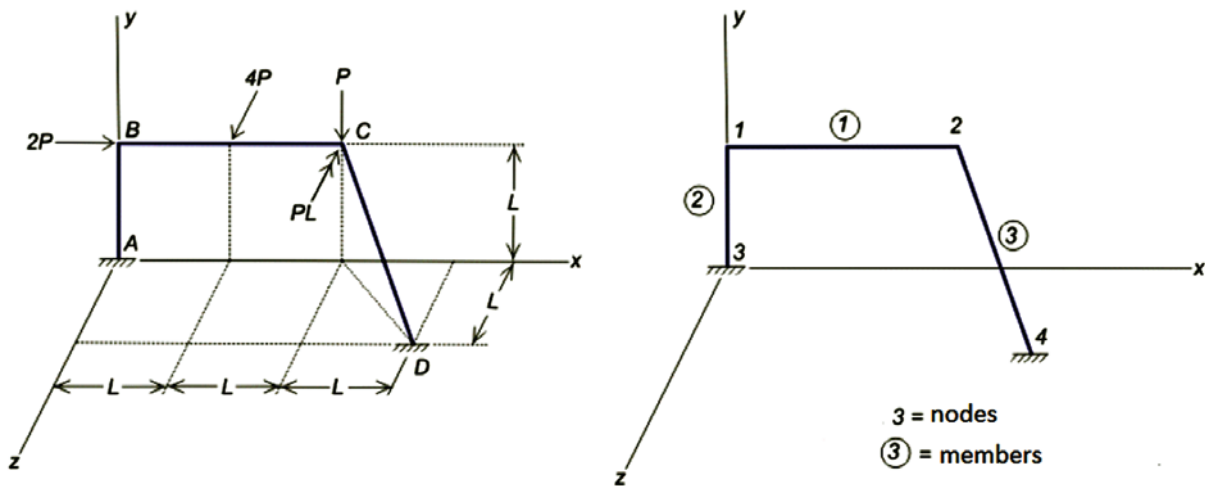


CUT A-A
Nomenclature



CUT B-B
Nomenclature

Figure 5.1 – Example I



ness is clay with elasticity module (E_s) of 35 MPa and Poisson's coefficient equal to 0.3, with a resultant basic stress of 0.2 MPa. The most resistant soil is sand with elasticity module (E_s) of 70 MPa and Poisson's coefficient of 0.4, with a basic stress of 0.4 MPa. For purposes of calculus the footing will be considered on the ground surface and hinged, limiting the analysis only to the vertical displacements of each support.

5. Presentation and discussion of the results

5.1 Program validation

5.1.1 Example I

The first example, shown in Figure 5.1 [1], consists of three members and four joints, where two are completely constrained (A and D), resulting in twelve support constraints, the rest are free getting twelve degrees of freedom to the structure (six in each of the joints B and C). The joint loads consist of: $2P$ in the positive direction of the X axis, in point B; P in the negative direction of the Y axis, at

point C, and a torque PL in the negative direction of the Z axis at the point C. Further, on BC member, there is a load of $4P$ in the positive Z direction, applied at the gap of each member.

The physical parameters for this structural model resolution are shown in Table 5.1 (Gere and Weaver Jr. [1]).

The results generated by the software, for the displacements and reactions of the example I, are shown in table 5.2.

The results for the displacements and reactions of the example I, according to Gere and Weaver Jr. (1987, p. 366), can be observed in Table 5.3 [1].

It is possible to observe the compatibility between the results presented by Gere and Weaver Jr. (1987, p. 366) and the results obtained with the developed software. It is important to highlight that other examples were analyzed and all the results are compatible with the literature, not being added to the present work, for not writing too much text.

5.2 Results for the spatial model

From the support reactions obtained from the spatial model, for each combination under rigid and flexible base, considering the described methodology for the consideration of the soil-structure interaction (item 4.3), tables for each iteration and to each column were developed. The convergence process, for the lateral landfill combination (P01/P06), can be seen in Table 5.4.

Applying to the methodology again it was created the table 5.5, which presents a summary table of the final reactions for all the cases proposed on item 4.3.1.

The structure behavior can be analyzed from the variation percentage of the three combinations, for the column reactions, in relation to the efforts obtained in the situation of rigid support. Figure 5.2 has as objective demonstrate the effort migration according to the elastic base (P01/P06 combination simulates a lateral landfill according to the item 4.3.1.)

Table 5.1 – Example data I

E (MPa)	P (kN)	A_x (m ²)	I_y (m ⁴)
206,842.71	4.45	0.0071	$2.33 \cdot 10^{-5}$
G (MPa)	L (m)	I_x (m ⁴)	I_z (m ⁴)
82,737.08	3.5	$3.45 \cdot 10^{-5}$	$2.33 \cdot 10^{-5}$

Table 5.2 – Displacements and reactions of the example I

Joint, displacements (m e rad/m) and Reactions (kN e kN.m)						
Joint	Trans. X Load X	Trans. Y Load Y	Trans. Z Load Z	Rot. X Bending X	Rot. Y Bending Y	Rot. Z Bending Z
1	-0.00388112 0	0.00000618 0	0.01590856 0	0.0001914 0	-0.0001387 0	0.0000679 0
2	-0.00391674 0	0.01158629 0	0.01559181 0	0.0000910 0	0.0001459 0	-0.0000686 0
3	0 -0.396	0 -2.980	0 -9.038	0 -25.694	0 5.123	0 -3.628
4	0 -8.762	0 7.43	0 -8.762	0 -2.903	0 -5.032	0 3.50

Table 5.3 – Displacements and reactions of the example I, according to the bibliography

Joint, displacements (m e rad/m) and Reactions (kN e kN.m)						
Joint	Trans. X Load X	Trans. Y Load Y	Trans. Z Load Z	Rot. X Bending X	Rot. Y Bending Y	Rot. Z Bending Z
1	-0.0038811 0	0.0000062 0	0.0159085 0	0.000191 0	-0.000139 0	0.000068 0
2	-0.0039167 0	0.0115863 0	0.0155918 0	0.000091 0	0.000146 0	-0.000069 0
3	0 -0.4	0 -2.98	0 -9.04	0 -25.69	0 5.12	0 -3.63
4	0 -8.76	0 7.43	0 -8.76	0 -2.90	0 -5.03	0 3.50

Table 5.4 – Stiffness, coefficients, reactions and foundation elements

Combination – lateral landfill - P01/P06									
Column	Rigid support			Flexible support					
	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Footing (m)	Iteration 1			Iteration 2		
	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Footing (m)	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (tf)	Footing (m)	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Footing (m)
P1	∞	608,87	1.85x1.85x0.55	71872.6	603.41	1.85x1.85x0.55	71872.6	601.84	1.85x1.85x0.55
P2	∞	927.48	1.60x1.60x0.47	134680.1	935.87	1.65x1.65x0.48	138888.9	939.83	1.65x1.65x0.48
P3	∞	887.30	1.60x1.60x0.47	134680.1	893.04	1.60x1.60x0.47	134680.1	890.76	1.60x1.60x0.47
P4	∞	927.48	1.60x1.60x0.47	134680.1	912.67	1.60x1.60x0.47	134680.1	911.61	1.60x1.60x0.47
P5	∞	608.87	1.30x1.30x0.37	109427.6	615.01	1.35x1.35x0.38	113636.4	615.95	1.35x1.35x0.38
P6	∞	608.87	1.85x1.85x0.55	71872.6	603.41	1.85x1.85x0.55	71872.6	601.84	1.85x1.85x0.55
P7	∞	927.48	1.60x1.60x0.47	134680.1	935.87	1.65x1.65x0.48	138888.9	939.83	1.65x1.65x0.48
P8	∞	887.30	1.60x1.60x0.47	134680.1	893.04	1.60x1.60x0.47	134680.1	890.76	1.60x1.60x0.47
P9	∞	927.48	1.60x1.60x0.47	134680.1	912.67	1.60x1.60x0.47	134680.1	911.61	1.60x1.60x0.47
P10	∞	608.87	1.30x1.30x0.37	109427.6	615.01	1.35x1.35x0.38	113636.4	615.95	1.35x1.35x0.38

Table 5.5 – Reactions and convergences

Spatial model – axial columns				
Column	Rigid support	Flexible suport		
	Infinite stiffness	Sand	Clay	Lanfill P01/P06
P1	608.87 kN	616.17 kN	619.50 kN	601.84 kN
P2	927.48 kN	912.91 kN	907.44 kN	939.83 kN
P3	887.30 kN	901.82 kN	906.12 kN	890.76 kN
P4	927.48 kN	912.91 kN	907.44 kN	911.61 kN
P5	608.87 kN	616.17 kN	619.50 kN	615.95 kN
P6	608.87 kN	616.17 kN	619.50 kN	601.84 kN
P7	927.48 kN	912.91 kN	907.44 kN	939.83 kN
P8	887.30 kN	901.82 kN	906.12 kN	890.76 kN
P9	927.48 kN	912.91 kN	907.44 kN	911.61 kN
P10	608.87 kN	616.17 kN	619.50 kN	615.95 kN

The variations of the results show a trend of uniformity of the loads. It is possible to see that the soil with lower reaction coefficient causes greater effort redistribution. However, it should be noticed that the magnitude of the effort redistribution was not so significant, due to the large foundation dimensions and, consequently, more rigid. The variations reached a maximum of 2.08% for increases and a minimum of -2.21% for alleviations, both while the model was seated on the clay.

In the combination between two types of soil, where P01 and P06 columns are submitted to a lower stiffness coefficient compared to the other, it is seen the influence of the structure rotation in its behavior, causing load alleviations in order of 1.17% in P01 and P06 columns and overloading the neighboring columns, P02 and P08, in the order of 1.31%.

The behavior of the efforts, according to the floor increase, can be observed through P01-P21 vertical lines, symmetrical to the vertical lines P06-P26. Normal and bending efforts acting on the base of the columns, analyzed in module due to the symmetry of the reforced arrangement, are listed respectively in tables 5.6.

On the other hand the discrete variation in normal efforts of the columns, the moments had a significant increase, in relation to rigid situation, reaching up to 39.087% on the clay base. Attenuating moments in the transversal direction of the spatial model showed no change compared to the efforts obtained with the model of fixed supports, justified by the absence of rotation in transversal members.

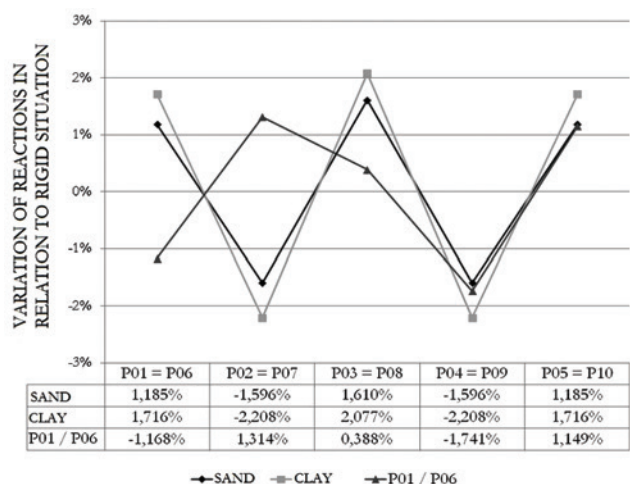
The vertical lines behavior P01-P21, through each floor, can be seen in the graphs presented in the figures 5.3 and 5.4.

Table 5.6 – Acting efforts in the vertical lines members P01-P21

Spatial model – vertical lines efforts P01-P21						
Column	Rigid support			Flexible support		
	Infinite stiffness			Sand		
	N	MY	MZ	N	MY	MZ
P01 = P06	608.87 kN	0.00 kN.m	0.00 kN.m	616.17 kN	0.00 kN.m	0.00 kN.m
P11 = P16	407.03 kN	30.56 kN.m	7.01 kN.m	411.73 kN	30.56 kN.m	8.82 kN.m
P21 = P26	202.93 kN	30.54 kN.m	7.84 kN.m	204.98 kN	30.54 kN.m	9.57 kN.m

Column	Flexible support					
	Clay			P01 / P06		
	N	MY	MZ	N	MY	MZ
P01 = P06	619.50 kN	0.00 kN.m	0.00 kN.m	601.84 kN	0.00 kN.m	0.00 kN.m
P11 = P16	413.89 kN	30.56 kN.m	9.75 kN.m	402.41 kN	30.56 kN.m	5.75 kN.m
P21 = P26	205.91 kN	30.54 kN.m	10.48 kN.m	200.80 kN	30.54 kN.m	6.62 kN.m

Figure 5.2 – Graphical analysis of the percentage change of the vertical reactions of the spatial structural model



According to the variations, gotten through each floor, it is possible to observe that independently of the combination or the vertical line analyzed, the variations are bigger in the members closer to the foundations. It happens because of the increase on the stiffness structure, proportionally to the floor increase, which causes lower rotations.

To analyze the beams behavior was selected longitudinal reference beams (X-axis). The beams are V101-V301, symmetric the beams V305-V105, in the longitudinal direction. The shearing efforts are related in Table 5.7 and its variations are represented by the graph in figure 5.5.

The bending moments can be seen in table 5.8 and its variations are presented in Figure 5.6.

Analyzing the figures 5.5 and 5.6 it is possible to see that the shearing efforts did not have significant variation percentage. However, the high bending moment variation is due to the direct influence of the rotation of the ends, which is higher in the case of flexible support. It is also notable the reduction variation with the

Figure 5.3 – Axial Effort variation for the vertical line P01-P21

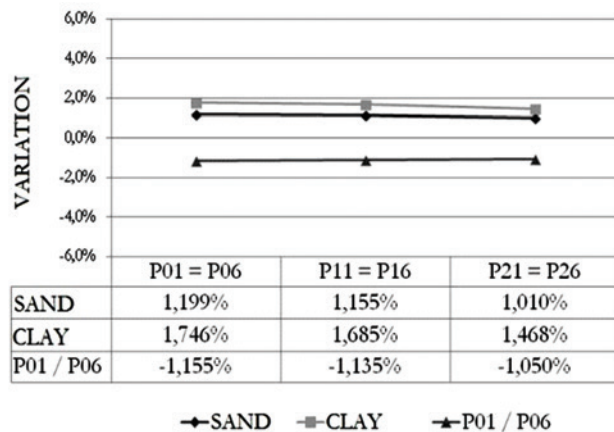


Figure 5.4 – Variation of the bending moment (MZ) for the vertical line P01-P21

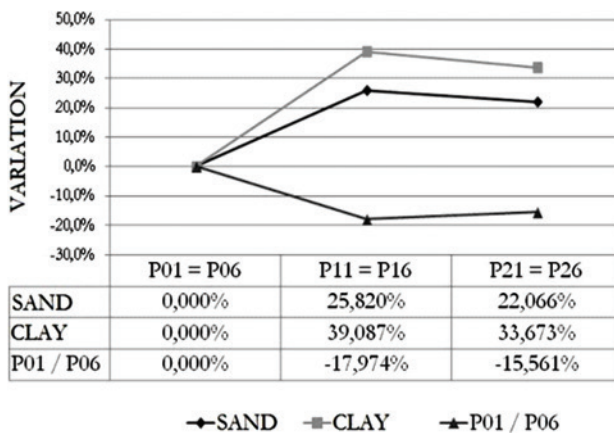


Table 5.7 – Shear effort for the beams V101,V201 and V301

Beam		Spatial model – shearing			
		Rigid support Infinite stiffness	Flexible support		
			Sand	Clay	Lanfill P01/P06
V101	P01	68.3 kN	70.9 kN	72.1 kN	65.9 kN
	P02	94.8 kN	92.2 kN	91.0 kN	97.2 kN
V201	P11	70.6 kN	73.3 kN	74.5 kN	68.1 kN
	P12	92.5 kN	89.9 kN	88.7 kN	95.0 kN
V301	P21	69.4 kN	71.5 kN	72.4 kN	67.3 kN
	P22	93.7 kN	91.6 kN	90.7 kN	95.8 kN

Figure 5.5 – Shearing effort variation for the beams V101, V201 e V301

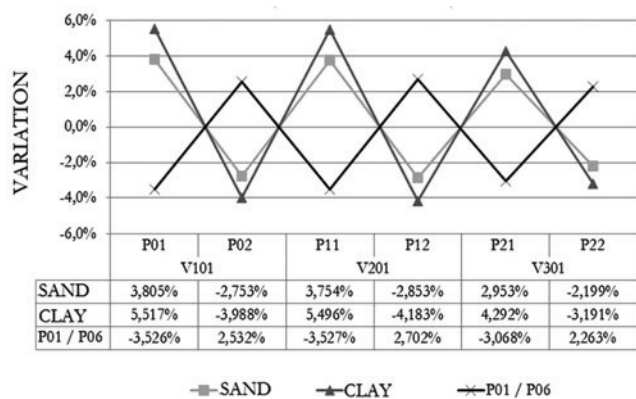
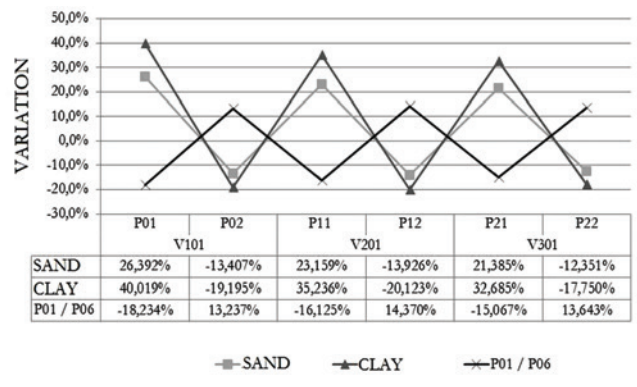


Figure 5.6 – Bending moment variation for the beams V101, V201 e V301



increasing floors, that is justified by the convergence of displacements between the rigid and flexible analysis, making variations become negligible according to the analysis of the structure moves away from the interface with the foundations.

Performing the immediate settlements analysis of the foundations model it also realizes the uniformity of settlements to the flexible support situations. The settlements values are related between flexible and rigid support, for sand, clay and soil combination of both, according to figures 5.7, 5.8 and 5.9. The base for foundation is regarded as 0.00 m quota.

The uniformity of settlements caused by the compatibility between soil and structure is observed that the differential settlements become smaller. The differential settlements obtained for the spatial model do not exceed distortions larger than 0.0352% (maximum differential settlement between P01 and P02, respective to the flexible support situation on clay).

6. Conclusions

Winkler solution, used for getting stiffness coefficients for foundations, admits the soil as an elastic, homogeneous, semi-infinite material, which responds elastically to the loading. However, it is

known that the soil does not recover the original volume in the unloading of itself, due to permanent deformation of the structure. However, limiting the stress at the base of the foundation to admissible stress it is possible to consider an elastic soil response. At this contest, this rheological model was presented as a relatively simple and practical solution, due to the convergence of the results in a few iterations.

The comparative analysis of the results showed that the efforts redistribution is proportional to the rotations suffered by elements of the model.

In general, soils with lower reaction coefficient cause larger effort redistributions, forcing its compatibility according to the stiffness of the springs placed at the base of each column. However, the elastic constants used to simulate the deformation of the soil, neglect the interaction between adjacent springs, so the errors tend to grow on soft soils.

The solidarity between the structural elements was observed by uniformity of the settlements caused by the compatibility between the soil and the structure deformation, making smaller the differential settlements. Even the settlements values, do not show large differences, because they depend directly on the state of stress, which undergoes the soil, caused considerable variations in the beams and column efforts. However, to the lo-

Table 5.8 – Bending moments for the beams V101, V201 e V301

Spatial model – bending moments					
Beam	Rigid support	Flexible support			
		Infinite stiffness	Sand	Clay	Landfill P01/P06
V101	P01	10.4 kN.m	13.2 kN.m	14.6 kN.m	8.50kN.m
	P02	-76.5 kN.m	-66.3 kN.m	-61.8 kN.m	-86.7 kN.m
V201	P11	15.1 kN.m	18.6 kN.m	20.4 kN.m	12.6 kN.m
	P12	-69.9 kN.m	-60.1 kN.m	-55.8 kN.m	-79.9 kN.m
V301	P21	8.20kN.m	10.0 kN.m	10.9 kN.m	7.00kN.m
	P22	-68.9 kN.m	-60.4 kN.m	-56.7 kN.m	-78.3 kN.m

ads redistribution happen, there is a need to occur differential settlement at the supports, rotating the beams and causing the migration of the load to the neighboring columns, with smaller settlements, which would not happen if the supports had identical settlements.

It is clear that the redistribution effects are more accentuated at the ends of the beams than in the columns. The stiffness influence of the horizontal elements is also notable in the load redistribution, since the efforts transfer occurs through the same, so as high the stiffness of the beams is as near the structure behavior will be of a rigid block.

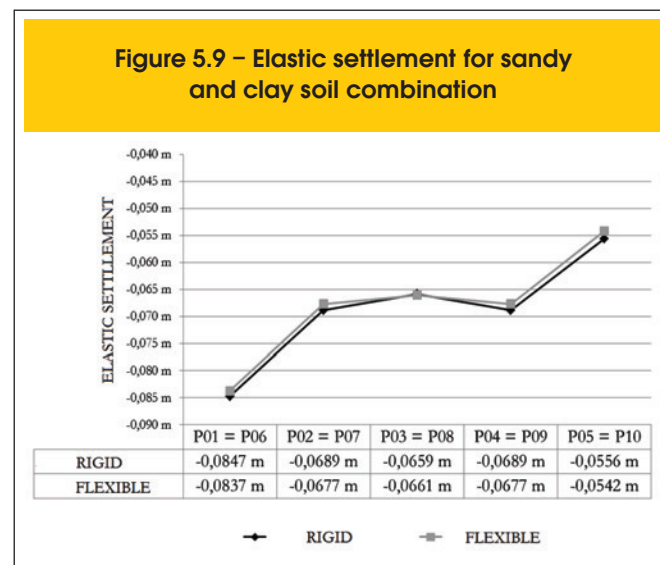
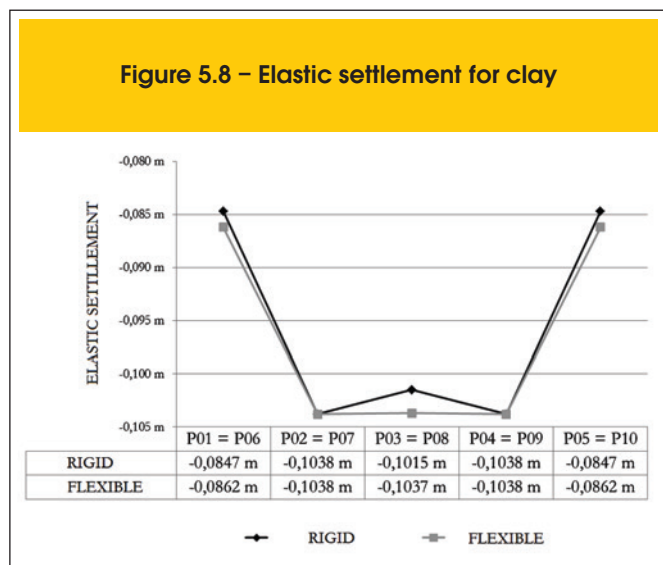
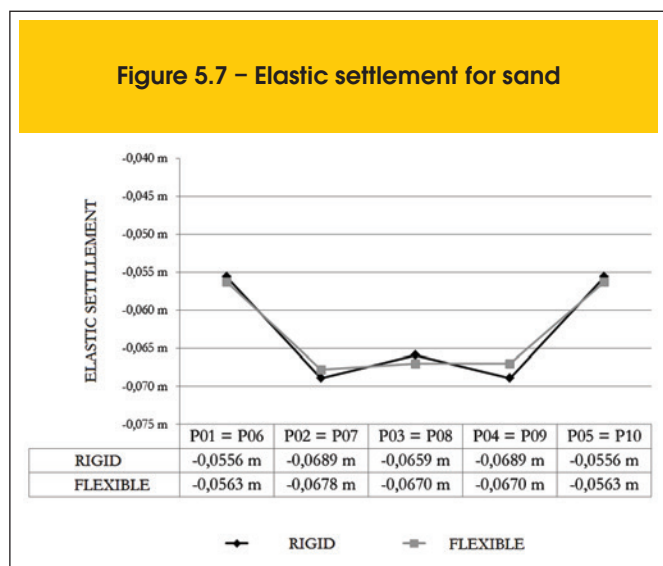
The variations in the efforts are higher for the members closer to the foundations, independently of the combination. It happens because of the increase of the stiffness structure with the increase on the floors, therefore a factor to be considered in the beams transition project.

In this context, it was proved that there is variation in the efforts acting on frame structures based on shallow foundations, due to

the interaction between the soil and the structure, warning the importance of considering this phenomenon in situations with high concentration of normal effort, which would cause high differentials settlements, whose effects would be neglected in a conventional analysis. Therefore, even with the use of a simplified model, it is concluded that disregard the influence of the support settlements can conduct to non-realistic efforts able to harm the safety and the durability of the buildings.

7. References

- [01] GERE, James M.; WEAVER JR., William. *Análise de Estruturas Reticuladas*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987. 443 p.
- [02] GUSMÃO, Alexandre Duarte. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.
- [03] VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.
- [04] COLARES, George Moura. Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. 74f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.
- [05] CHAMECKI, Samuel. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: *Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I*, Porto Alegre, RS, 1954. pp. 35 - 80.
- [06] SILVA, Wagner Queiroz. *Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF*. 2010. 131 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [07] REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. *Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole*. 2000. 148 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.



- [08] VELLOSO, Dirceu de Alencar; SANTA MARIA, Paulo Eduardo Lima de; LOPES, Francisco de Rezende. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, Waldemar. Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 163-196.
- [09] CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. Tensão admissível em fundações diretas. São Carlos: Rima, 2003. 134 p.
- [10] SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K.. Introdução à engenharia de fundações. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199 p.
- [11] MORAES, Marcello da Cunha. Estruturas de fundações. 2. ed. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.
- [12] PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. In Foundation Engineering Handbook, ed. H. F. Winterkorn and H.-Y. Fang, pp. 148–196, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

Soil-structure interaction for frame structures on shallow foundations

Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas



R. C. PAVAN^a
pavan@unochapeco.edu.br

M. F. COSTELLA^a
costella@unochapeco.edu.br

G. GUARNIERI^a
gustavo_13@unochapeco.edu.br

Abstract

This paper presents a program for consideration of the soil-structure interaction in the spatial analysis of frame structures. The method is based on the assumption of Winkler, which allows discrete adjacent springs to the shallow foundations simulating the influence of the settlements of support in three-dimensional structures. Although the model is in 3D and thus all the six degrees of freedom of each support may suffer displacements due to a settlement, in this paper, the analysis was made considering only the influence of the vertical translation of the support. The work consists in adding the methodology for consideration of flexible supports to the flowcharts presented by Gere and Weaver, Jr. [1], using the stiffness method, which is widely used for the frame structures analysis. Through the integrated analysis, contemplating parameters of infrastructure, superstructure and foundation ground, it was proved that the deformability of the soil has significant influence on the efforts redistribution and the entailment between the soil and the structure that best describes the physical behavior of a building and flexible supports condition.

Keywords: soil-structure; frame structures, shallow foundations.

Resumo

Neste artigo apresenta-se um programa para consideração da interação solo-estrutura na análise espacial de estruturas reticulares. O método empregado baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas adjacentes as fundações rasas, simulando a influência dos recalques de apoio em estruturas tridimensionais. Embora o modelo seja 3D e, portanto, todos os seis graus de liberdade de cada apoio possam sofrer deslocamentos devidos a um recalque, neste artigo, a análise foi feita considerando apenas a influência da translação vertical dos apoios. O trabalho consiste em incorporar a metodologia para consideração de apoios flexíveis aos fluxogramas apresentados por Gere e Weaver Jr. [1], utilizando o Método da Rigidez, o qual é amplamente empregado para análise de estruturas reticulares. Através da análise integrada, contemplando parâmetros da infraestrutura, supraestrutura e do terreno de fundação, comprovou-se que a deformabilidade do solo tem influência significativa na redistribuição dos esforços e a vinculação entre solo e a estrutura que melhor descreve o comportamento físico de uma edificação é condição de apoios flexíveis.

Palavras-chave: solo-estrutura; estruturas reticulares; fundações rasas.

^a Universidade Comunitária da Região de Chapecó - UNOCHAPECÓ, Chapecó, SC, Brasil

1. Introdução

No passado, segundo relatos de Gusmão [2], era comum considerar todos os apoios totalmente rígidos, inclusive para situações passíveis de deslocamento, como fundações. Essa suposição era uma simplificação necessária para tecnologia da época sendo perfeitamente justificada devido à grande dificuldade em analisar manualmente edifícios sobre apoios flexíveis. Entretanto, a escolha pelo modelo indeslocável é um verdadeiro “abismo” entre o protótipo e a realidade de acordo com este autor.

De acordo com Velloso e Lopes [3], a análise do conjunto solo-estrutura é fundamental e tem por objetivo fornecer os deslocamentos da edificação e permitir o estudo do comportamento dos elementos estruturais, a fim de garantir a qualidade do projeto. A proposta para a consideração da interação entre as interfaces do sistema solo-estrutura tem por objetivo aproximar a teoria da realidade, com a finalidade de assegurar a durabilidade, estabilidade e funcionalidade da obra durante sua vida útil.

A evolução da tecnologia propiciou o desenvolvimento de micro-computadores mais rápidos, e em consequência, o advento de programas computacionais mais sofisticados, possibilitando análises mais realistas, que levam em consideração a deformabilidade do solo adjacente às fundações. Apesar das facilidades causadas pelo avanço tecnológico é possível observar o uso, por engenheiros estruturais, do mesmo modelo simplificado do passado no cálculo estrutural das edificações atuais.

Fundamentado no princípio, apontado por Gusmão [2], de que o comportamento de uma edificação é o resultado da interação entre a infraestrutura, superestrutura e o terreno de fundação, torna-se necessário o estudo da interação entre esses componentes. Segundo Colares [4] “Vários são os casos de edificações que apresentaram algum tipo de deformidade em decorrência de alterações não previstas no comportamento mecânico idealizado na análise estrutural.”. Dentre as deformidades pode-se destacar a incidência de patologias graves, como fissuras em vigas e lajes ou até mesmo o esmagamento de pilares.

Neste contexto, foi desenvolvido um programa na linguagem de programação Visual Basic (VB), utilizando a plataforma Microsoft Excel®, que considera a deformabilidade do solo adjacente às fundações rasas. O método baseia-se na hipótese de Winkler, que admite molas discretas adjacentes as fundações. Este modelo relógico permite simular os recalques da estrutura e concomitantemente analisar os efeitos da interação solo-estrutura.

2. Interação solo-estrutura

No Brasil as primeiras contextualizações sobre o tema foram feitas por Chamecki [5], no qual a ideia fundamental do trabalho era estabelecer uma ligação entre a rigidez da estrutura e os recalques da fundação. Nas palavras do autor tem-se que “A solidariedade entre os elementos da estrutura, confere a mesma considerável rigidez, o que faz com que os recalques diferenciais fiquem bem menos acentuados do que os calculados [...]” (CHAMECKI, 1954, pg. 37). Com base nesta concepção percebe-se que a eficiência do projeto depende da análise da interação entre o solo e a estrutura.

O projeto estrutural idealizado sobre uma base rígida, sem qualquer possibilidade de deslocamento, permite subdividir a edificação em três partes: superestrutura, infraestrutura e terreno de fun-

dação. Nota-se, através dos estudos de Silva[6], que esta divisão ainda faz parte da análise de estruturas, nos quais as fundações são consideradas como elementos infinitamente rígidos. Esta hipótese é interpretada como uma independência entre as partes, fazendo com que a análise estrutural não seja efetiva, porque desta forma limita-se o estudo de cada subsistema de maneira isolada [2].

Reis [7] destaca que neste método de análise o calculista da superestrutura preocupa-se somente com a parte do sistema acima da superfície do terreno, e o engenheiro de fundação apenas com elementos de fundação e o solo adjacente aos mesmos. Entretanto, o comportamento da edificação está relacionado à interação entre as interfaces componentes do modelo (superestrutura, infraestrutura e maciço), e esta interferência é conceituada como o fenômeno mecânico da interação solo-estrutura (ISE).

Vários autores têm demonstrado a importância da análise estrutural incorporada ao estudo de recalques, segundo Velloso, Santa Maria e Lopes [8], este estudo “[...] tem por objetivo fornecer os deslocamentos reais da fundação – e também da estrutura, se essa estiver incluída na análise – e seus esforços internos.”. Portanto, torna-se fundamental a correta avaliação dos apoios do modelo, para que a obra civil seja representada de maneira mais realista, levando em consideração os fatores de interferência entre o solo e a estrutura.

3. Análise da deformabilidade do solo

Para compreender os efeitos da interação solo-estrutura é necessária a compreensão de como se comporta o solo quando submetido às cargas de uma edificação, bem como seu comportamento físico durante o processo de carregamento. Durante este processo, na concepção de Cintra, Aoki e Albiero [9], inevitavelmente ocorrerão deslocamentos verticais, para baixo, normalmente na ordem de centímetros, sendo que em casos excepcionais podem atingir centenas de centímetros. Esta deformação em relação ao indeslocável é denominada recalque.

De acordo com Simons e Menzies [10] os recalques de fundações podem ser considerados como: recalque imediato (w_i); recalque por adensamento primário (w_c); e recalque por adensamento secundário (w_s), $w = w_i + w_c + w_s$. O recalque imediato é a parcela de recalque predominante em solos arenosos e independe do tempo. O mesmo resulta na deformação quase que instantânea quando o carregamento é aplicado ao solo, sem que ocorra a redução do índice de vazios do maciço de solo. Embora o solo não seja um material elástico, pois os recalques não são recuperados com o descarregamento, o recalque imediato é calculado usando a teoria da elasticidade, devido à deformação volumétrica inicial ser constante no maciço [6].

Em solos pouco permeáveis, como no caso de argilas saturadas, boa parte do recalque de fundação é devido ao adensamento da camada subjacente as mesmas. No caso de recalques por adensamento, tanto o primário como o secundário são dependentes do tempo e resultam da redução do índice de vazios. O recalque primário ocorre devido à dissipação do excesso da pressão neutra presente no maciço após o carregamento, enquanto o recalque secundário modifica a estrutura do solo sem que aconteça um acréscimo de carga, ou seja, sem o aumento da tensão efetiva. Mas, apesar nomenclatura usada para diferenciá-los, isso não significa que os mesmos acontecem em momentos distintos [10].

3.1 Modelo de Winkler

Prever o comportamento mecânico de um maciço de solo é uma tarefa complexa devido a heterogeneidade do material, que varia desde partículas de argila até matacões. Apesar do solo não ser um material elástico, pois não recupera o volume original ao efetuar o descarregamento do mesmo, em análises convencionais limita-se a tensão atuante na base da fundação à tensão admissível do solo. Nestas condições é possível a aplicação do modelo de Winkler.

Este modelo de comportamento do solo admite que as pressões de contato são proporcionais ao deslocamento (w) de qualquer ponto situado na superfície do solo quando carregado. Para o caso de deformação vertical, a tensão é dada pela Equação (1):

$$\sigma = k_s^v \cdot w_i \quad (1)$$

Em que:

σ é a tensão de contato média na base da fundação.

w_i é o deslocamento vertical (recalque).

k_s^v é o módulo de reação vertical, em função do tipo de solo que compõe o maciço da fundação.

Estas molas são representadas pelo coeficiente de apoio elástico K_s (kN/m), que é diretamente proporcional ao módulo de reação vertical K_i (kN/m³) e a área carregada A_f (m²), conforme equação (2).

$$K_i = \frac{K_s}{A_f} \quad (2)$$

Segundo Moraes [11] é possível admitir que a base da funda-

ção permaneça rígida após a deformação elástica do solo, o que permite considerar uma variação linear das tensões. Nestas condições, é possível calcular os deslocamentos a partir dos coeficientes de apoio elástico K_s (kN/m), conforme a equação (3).

$$w = \frac{N}{K_V} = \frac{F}{K_s^v \cdot A_f} \quad (3)$$

Onde:

N é a ação na base da fundação.

F é a força normal a seção analisada.

O módulo de reação K_s^v não é uma constante do solo e depende de vários fatores, tais como: forma e dimensão da fundação, tipo de construção e mudanças de carregamento (MORAES, 1976). Em geral, o coeficiente K_s^v pode ser determinado de três maneiras: ensaios de placa, tabelas de valores típicos e por meio de correlações com o módulo de elasticidade.

Na falta de ensaios apropriados Béton-Kalender (1962, *apud* MORAES [11]) recomenda utilizar os valores da tabela 3.1, para o módulo de reação vertical, e valores da tabela 3.2, para módulo de elasticidade (para solos submetidos tensões inferiores à 1 MPa). Estas propriedades foram obtidas através de ensaios de placas metálicas com diâmetro de 45 cm.

Os valores propostos pela bibliografia devem ser corrigidos, pois de acordo com Velloso e Lopes [3] os módulos de reação vertical não derivam apenas das propriedades do solo e sim de um sistema de carregamento, portanto, os mesmos devem ser corrigidos para a situação em questão, considerando dimensão e forma do elemento analisado. Os autores propõem a uma correlação por meio da equação (4), admitindo o solo como um

Tabela 3.1 – Valores de K_s^v

Tipo de solo	K_s^v (kN.m ⁻³)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Tabela 3.2 – Valores de E_o (módulo de elasticidade edométrico) e E (módulo de elasticidade)

Valores de E_o e E	E_o (MPa)	E (MPa)
Turfa	0,1 a 0,5	0,07 a 0,35
Argila molhada	1,5 a 4,0	0,99 a 2,2
Argila plástica	4,0 a 8,0	2,6 a 5,3
Argila endurecida - plástica	8,0 a 15,0	5,3 a 9,9
Areia solta	10,0 a 20,0	6,6 a 13,2
Areia compacta	50,0 a 80,0	33,0 a 53,0

material elástico homogêneo e semi-infinito, para aproximar o valor da situação real.

$$K_B^v = K_b^v \cdot \frac{b I_s b}{B I_s B} \quad (4)$$

Onde:

K_B^v é o módulo de reação vertical da fundação;

K_b^v é o módulo de reação vertical da placa.

b é a menor dimensão da placa;

B é a menor dimensão da fundação;

I_s é o fator de forma da fundação;

I_b é o fator de forma da placa.

Os fatores de forma são recomendados por Perloff (1975, *apud* VELLOSO; LOPES [3]), conforme a tabela 3.3 [3]. No caso de problemas com espessuras de camadas compressíveis finitas utiliza-se uma tabela semelhante que pode ser obtida em Velloso e Lopes [3].

O recalque (w) também pode ser obtido através do cálculo direto, baseado na teoria da elasticidade. De acordo com Velloso e Lopes [3], esse método é amplamente utilizado na análise da ISE, e sempre associado a modelos simplificados de comportamento do solo.

Os autores apresentam para a previsão de recalque, em sapatas sob carga centrada, a equação (5).

$$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h \quad (5)$$

Onde:

w é o recalque direto;

ν é a pressão média aplicada;

B é a menor dimensão da fundação;

ν é o coeficiente de Poisson;

E é o módulo de elasticidade;

I_s é o fator de forma;

I_d é o fator de embutimento;

I_h é o fator de espessura da camada compressível.

O coeficiente de I_s é uma função da forma da sapata e de sua rigidez. No caso flexível depende da posição do ponto sobre a sapata (centro, borda, etc) para o qual é desejada a estimativa do recalque imediato. Assim, a equação (5) pode ser usada para sapatas rígidas e flexíveis, com os valores apropriados de I_s apresentados na tabela 3.3. A dimensão característica da sapata, B , é tomada, por convenção, como o diâmetro da sapata circular ou como o comprimento do lado menor de uma sapata retangular.

Os fatores de forma (I_s) são em geral tabulados para determinados valores de I_d e I_h . A tabela 3.3 mostra esses valores para o caso de carga-

Tabela 3.3 – Fatores de forma I_s , para carregamentos na superfície de um meio de espessura infinita (12)

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo	–	–	–	–
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	–
2	1,52	0,76	1,30	–
3	1,78	0,88	1,52	–
5	2,10	1,05	1,83	–
10	2,53	1,26	2,25	–
100	4,00	2,00	3,70	–
1000	5,47	2,75	5,15	–
10000	6,90	3,50	6,60	–

Figura 4.1 – Vista parcial da entrada de dados do programa

PARÂMETROS DA ESTRUTURA		SISTEMA DE COORDENADAS E AÇÕES POSITIVAS DE MEMBRO	INSERIR DADOS CALCULAR RECALCULAR APAGAR ENTRADA EXCLUIR RESULTADO
N° membros (M)	9		
N° nós (NJ)	10		
N° nós restringidos (NRJ)	5		
DADOS DE CARREGAMENTO			
N° nós carregados (NLJ)	5		
N° mem. carregados (NLM)	4		
APOIO ELÁSTICO (Opcional)			
Deseja utilizar ?	Sim		
Q.T.D de nós com mola	2		

mentos na superfície de um meio de espessura infinita sendo I_d e I_n tomados iguais a 1,0. A partir do recalque torna-se possível a determinação coeficiente de mola (K_v) aplicando a deformação obtida na equação (3).

4. Procedimentos metodológicos

4.1 Desenvolvimento do programa

A etapa inicial foi a formalização do programa computacional, baseado nos fluxogramas apresentados pelos autores Gere e Weaver Jr. [1], para pórticos espaciais, utilizando o método da rigidez, para determinação dos esforços e deslocamentos em estruturas reticulares. Utilizou-se a linguagem de programação Visual Basic (VB), plataforma Microsoft Excel®. A vista principal do software desenvolvido pode ser observada na figura 4.1.

Entretanto, o requisito fundamental para comprovar o êxito do modelo computacional é que o mesmo produza resultados satisfatórios quando comparado aos resultados da bibliografia da qual deriva o fluxograma de cálculo. Portanto, por meio de um exemplo de pórtico espacial, exemplo I (5.1.1), disponíveis no livro *Análise de Estruturas Reticuladas*, dos autores Gere e Weaver Jr. [1], foi realizado um teste numérico para o procedimento de cálculo do método da rigidez.

4.2 Metodologia para inclusão de apoio flexível

Este procedimento é realizado através da substituição do apoio rígido por um flexível, através da substituição do grau de liberdade por uma mola de rigidez definida. Esta mola restringe parcialmente o deslocamento de um nó específico, caracterizando assim, uma condição de apoio elástico.

4.3 Metodologia para consideração da iteração solo-estrutura

A técnica consiste inicialmente em calcular as reações de apoio da

estrutura com apoios rígidos e a partir desses valores estimar as dimensões da fundação, para posteriormente aplicar a equação (5) para obtenção do recalque imediato. O coeficiente elástico para a base de cada pilar pode então ser obtido através da equação (3). Em uma nova análise de esforços, os apoios rígidos são substituídos pelos coeficientes de molas, desta maneira são obtidas novas reações de apoios, novos recalques e novos coeficientes de molas. Como os coeficientes de mola derivam especificamente do tipo de solo e das dimensões da fundação assente sobre o mesmo, a cada iteração os elementos de fundação devem ser redimensionados. O processo é iterativo e chega ao final quando os recalques ou as reações de apoio convergem para um mesmo valor. Esse procedimento baseia-se na metodologia apresentada por Chamecki [5].

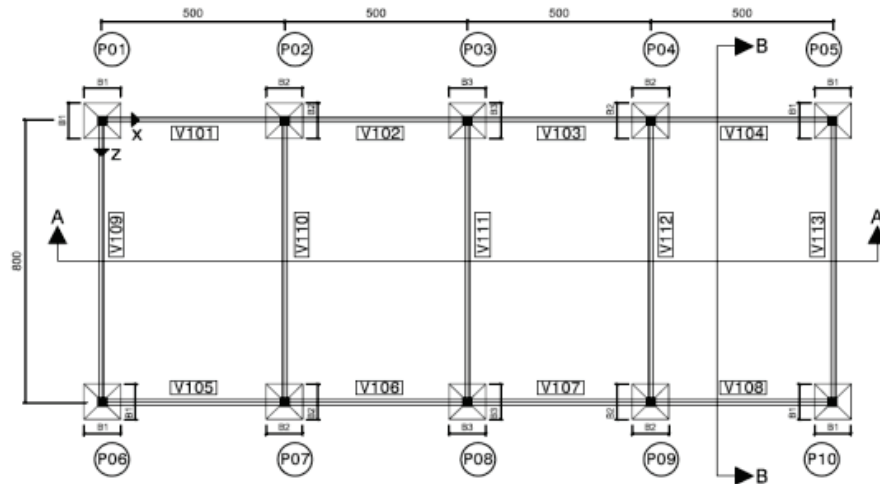
4.3.1 Modelo espacial

O modelo espacial, ilustrado através da figura 4.2, é constituído por sessenta e nove membros e quarenta nós, inicialmente os nós de 1 a 10 serão restringidos, em seguida as restrições verticais dos mesmos serão substituídas por coeficientes de rigidez relativa, calculada conforme a equação (3), de acordo com o recalque elástico dos pontos que se apoiam no maciço de solo.

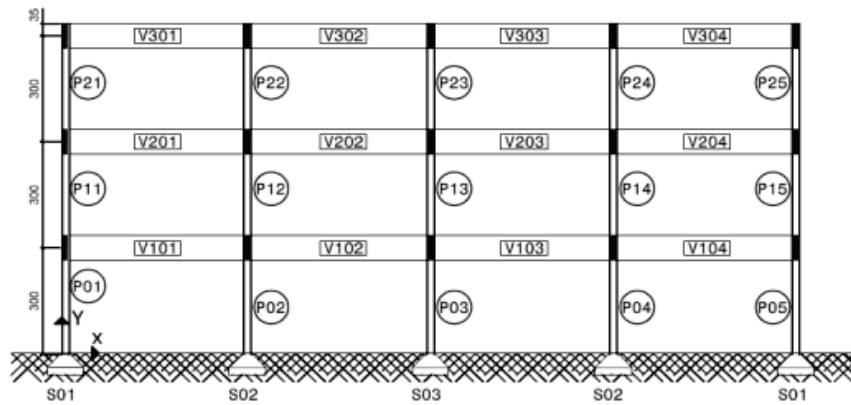
Tabela 4.1 – Parâmetros físicos gerais para o modelo estrutural espacial

Q (kN/m)	E (kN/m ²)	G (kN/m ²)
30,0	28.000.000,00	11.666.666,70
L_x (m)	L_y (m)	L_z (m)
5,0	3,0	8,0

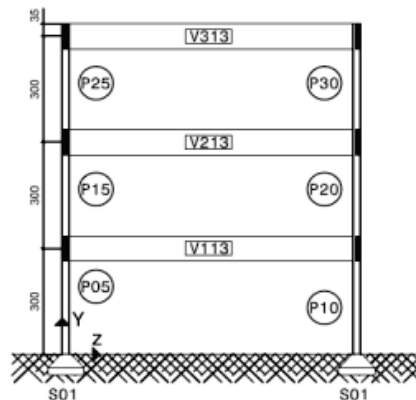
Figura 4.2 – Nomenclatura para os membros do modelo estrutural espacial



PLANTA BAIXA
Nomenclatura

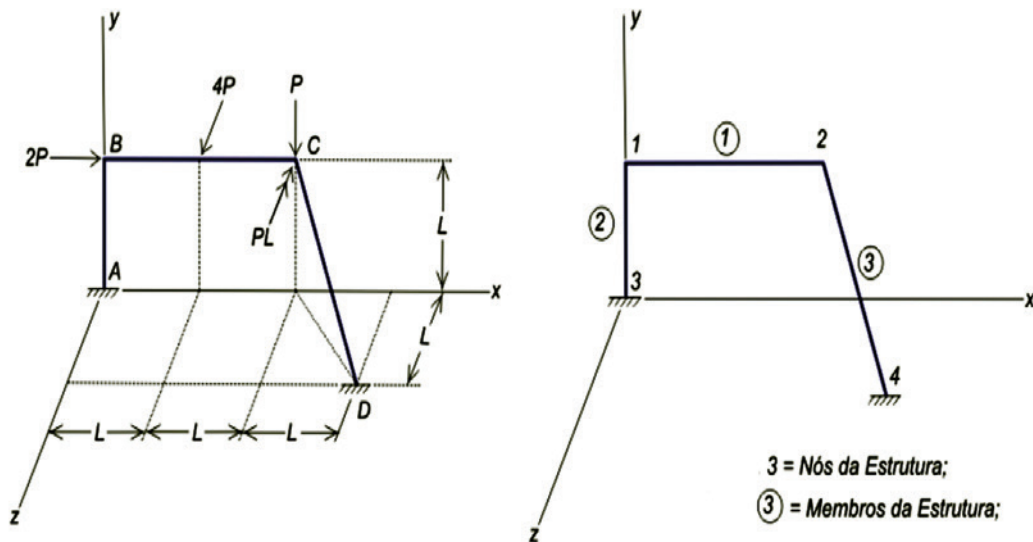


CORTE A-A
Nomenclatura



CORTE B-B
Nomenclatura

Figura 5. 1 – Exemplo I



Quanto aos carregamentos, o modelo espacial apresenta apenas carregamentos uniformes Q , atuantes no sentido negativo de Y , aplicados a todos os elementos horizontais da estrutura, e todos os membros estão submetidos a ações devido ao peso próprio ($\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$). Os elementos estruturais são de concreto armado, com resistência a compressão (f_{ck}) de 25 MPa.

Inicialmente o modelo foi submetido à análise da ISE em situações de solo homogêneo, no caso específico de areia e argila. Em seguida (em uma combinação caracterizada como um aterro realizado em uma faixa lateral, no sentido transversal (Z) da estrutura) os pilares P01 (membro 01) e P06 (membro 06) foram submetidos a coeficientes de mola de menor rigidez do que para os demais pilares.

As vigas têm dimensões de 15x70cm, respectivamente base e altura, enquanto os pilares são dotados de uma seção 20x20cm. Os demais parâmetros físicos para resolução desse modelo estrutural estão listados na tabela 4.1. A numeração, localização e nomenclatura dos membros e fundações podem ser observadas na figura 4.2. São utilizadas na análise duas tipologias de maciço, um solo com pouca resistência e outro de elevada capacidade de suporte. O maciço de menor rigidez trata-se de um solo argiloso com módulo de elasticidade (E_s) de 35MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,3,

com uma tensão básica resultante de 0,2 MPa. O solo de maior resistência trata-se de uma areia com módulo de elasticidade (E_s) de 70MPa e coeficiente de Poisson igual a 0,4, com uma tensão básica resultante de 0,4MPa. Para efeito de cálculo as sapatas serão consideradas na superfície do terreno e rotuladas, limitando a análise apenas aos deslocamentos verticais de cada apoio.

5. Apresentação e discussão dos resultados

5.1 Validação do programa

5.1.1 Exemplo I

O primeiro exemplo, apresentado na figura 5.1[1], é formado por três membros e quatro nós, dentre os quais dois são totalmente restringidos (A e D), totalizando doze restrições; os demais estão livres conferindo doze graus de liberdade à estrutura (seis em cada um dos nós B e C). Os carregamentos nodais consistem em: força $2P$ na direção positiva do eixo X , no ponto B; força P na direção negativa do eixo Y , no ponto C; e um binário PL no sentido negativo do eixo Z , no ponto C. Ainda, sobre o membro BC, há uma carga de $4P$, na direção positiva do eixo Z , aplicada no meio do vão do membro.

Os parâmetros físicos para resolução desse modelo estrutural estão relacionados na tabela 5.1 (Gere e Weaver Jr. [1]).

Os resultados gerados pelo software para os deslocamentos e reações do exemplo I estão apresentados na tabela 5.2.

Os resultados para os deslocamentos e reações do exemplo I, de acordo com Gere e Weaver Jr. (1987, p. 366), podem ser observados na tabela 5.3[1].

Pode-se perceber a compatibilidade entre os resultados apresentados por Gere e Weaver Jr. (1987, p. 366) e os resultados obtidos com o software desenvolvido. Cabe ressaltar que foram

Tabela 5. 1 – Dados exemplo I

E (MPa)	P (kN)	A_x (m ²)	I_y (m ⁴)
206842,71	4,45	0,0071	$2,33 \cdot 10^{-5}$
G (MPa)	L (m)	I_x (m ⁴)	I_z (m ⁴)
82737,08	3,5	$3,45 \cdot 10^{-5}$	$2,33 \cdot 10^{-5}$

Tabela 5.2 – Deslocamentos e reações do exemplo I

Deslocamentos de nó (m e rad/m) e Reações (kN e kN.m)						
Nó	Trans. X Força X	Trans. Y Força Y	Trans. Z Força Z	Rot. X Mom. X	Rot. Y Mom. Y	Rot. Z Mom. Z
1	-0,00388112 0	0,00000618 0	0,01590856 0	0,0001914 0	-0,0001387 0	0,0000679 0
2	-0,00391674 0	0,01158629 0	0,01559181 0	0,0000910 0	0,0001459 0	-0,0000686 0
3	0 -0,396	0 -2,980	0 -9,038	0 -25,694	0 5,123	0 -3,628
4	0 -8,762	0 7,43	0 -8,762	0 -2,903	0 -5,032	0 3,50

Tabela 5.3 – Deslocamentos e reações para o exemplo I, de acordo com a bibliografia

Deslocamentos de nó (m e rad/m) e Reações (kN e kN.m)						
Nó	Trans. X Força X	Trans. Y Força Y	Trans. Z Força Z	Rot. X Mom. X	Rot. Y Mom. Y	Rot. Z Mom. Z
1	-0,0038811 0	0,0000062 0	0,0159085 0	0,000191 0	-0,000139 0	0,000068 0
2	-0,0039167 0	0,0115863 0	0,0155918 0	0,000091 0	0,000146 0	-0,000069 0
3	0 -0,4	0 -2,98	0 -9,04	0 -25,69	0 5,12	0 -3,63
4	0 -8,76	0 7,43	0 -8,76	0 -2,90	0 -5,03	0 3,50

Tabela 5.4 – Coeficientes de rigidez, reações e elementos de fundação

Combinação – aterro lateral - P01/P06									
Pilar	Apoio rígido			Apoio flexível					
	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Sapata (m) (BxLxH)	Iteração 1			Iteração 2		
	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Sapata (m) (BxLxH)	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (tf)	Sapata (m) (BxLxH)	K_v (kN.m ⁻¹)	Rv (kN)	Sapata (m) (BxLxH)
P1	∞	608,87	1,85x1,85x0,55	71872,6	603,41	1,85x1,85x0,55	71872,6	601,84	1,85x1,85x0,55
P2	∞	927,48	1,60x1,60x0,47	134680,1	935,87	1,65x1,65x0,48	138888,9	939,83	1,65x1,65x0,48
P3	∞	887,30	1,60x1,60x0,47	134680,1	893,04	1,60x1,60x0,47	134680,1	890,76	1,60x1,60x0,47
P4	∞	927,48	1,60x1,60x0,47	134680,1	912,67	1,60x1,60x0,47	134680,1	911,61	1,60x1,60x0,47
P5	∞	608,87	1,30x1,30x0,37	109427,6	615,01	1,35x1,35x0,38	113636,4	615,95	1,35x1,35x0,38
P6	∞	608,87	1,85x1,85x0,55	71872,6	603,41	1,85x1,85x0,55	71872,6	601,84	1,85x1,85x0,55
P7	∞	927,48	1,60x1,60x0,47	134680,1	935,87	1,65x1,65x0,48	138888,9	939,83	1,65x1,65x0,48
P8	∞	887,30	1,60x1,60x0,47	134680,1	893,04	1,60x1,60x0,47	134680,1	890,76	1,60x1,60x0,47
P9	∞	927,48	1,60x1,60x0,47	134680,1	912,67	1,60x1,60x0,47	134680,1	911,61	1,60x1,60x0,47
P10	∞	608,87	1,30x1,30x0,37	109427,6	615,01	1,35x1,35x0,38	113636,4	615,95	1,35x1,35x0,38

Tabela 5.5 – Reações de convergência

Modelo espacial - axial pilares				
Pilar	Apoio rígido		Apoio flexível	
	Rigidez infinita	Areia	Argila	Aterro P01/P06
P1	608,87 kN	616,17 kN	619,50 kN	601,84 kN
P2	927,48 kN	912,91 kN	907,44 kN	939,83 kN
P3	887,30 kN	901,82 kN	906,12 kN	890,76 kN
P4	927,48 kN	912,91 kN	907,44 kN	911,61 kN
P5	608,87 kN	616,17 kN	619,50 kN	615,95 kN
P6	608,87 kN	616,17 kN	619,50 kN	601,84 kN
P7	927,48 kN	912,91 kN	907,44 kN	939,83 kN
P8	887,30 kN	901,82 kN	906,12 kN	890,76 kN
P9	927,48 kN	912,91 kN	907,44 kN	911,61 kN
P10	608,87 kN	616,17 kN	619,50 kN	615,95 kN

analisados outros exemplos e todos os resultados obtidos são compatíveis com a literatura, não sendo acrescidos ao presente trabalho, para não alongar muito o texto.

5.2 Resultados do modelo espacial

A partir das reações de apoio obtidas do modelo espacial para cada combinação, sob base indeslocável e flexível, considerando a metodologia descrita para a consideração da interação solo-estrutura (item 4.3), foram elaborados quadros para cada iteração e para cada pilar. O processo de convergência para a combinação aterro lateral (P01/P06), que pode ser observado na tabela 5.4.

Aplicando novamente a metodologia deu-se origem a tabela 5.5,

que apresenta uma tabela resumo de reações finais para todos os casos propostos no item 4.3.1.

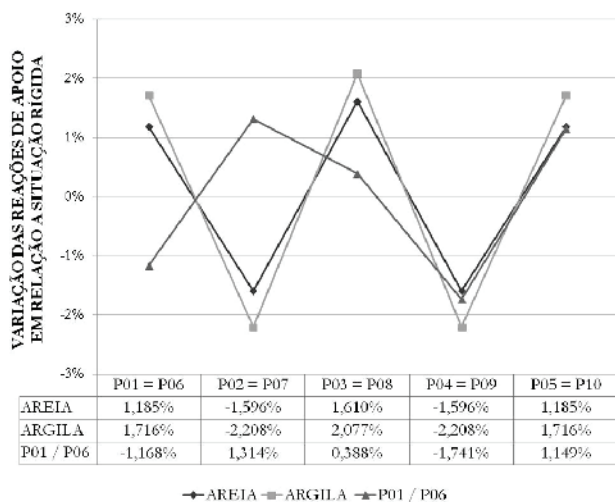
O comportamento da estrutura pode ser analisado conforme os percentuais de variação das três combinações, para reações dos pilares, em relação aos esforços obtidos na situação de apoio rígido. A figura 5.2 tem o intuito de demonstrar a migração dos esforços de acordo com a base elástica (a combinação P01/P06 simula um aterro lateral, de acordo com o item 4.3.1).

Os resultados de variação demonstram uma tendência de uniformização das cargas. Percebe-se que o solo com menor coeficiente de reação provoca maiores redistribuição de esforços. Porém, deve-se notar que a magnitude da redistribuição de esforços não foi tão expressiva, devido às grandes dimensões das fundações do modelo espacial e, por consequência, mais rígidas. As variações atingiram

Tabela 5.6 – Esforços atuantes nos membros da prumada P01-P21

Modelo espacial - esforços prumada P01-P21						
Pilar	Apoio rígido			Apoio flexível		
	Rigidez infinita			Areia		
	N	MY	MZ	N	MY	MZ
P01 = P06	608,87 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m	616,17 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m
P11 = P16	407,03 kN	30,56 kN.m	7,01 kN.m	411,73 kN	30,56 kN.m	8,82 kN.m
P21 = P26	202,93 kN	30,54 kN.m	7,84 kN.m	204,98 kN	30,54 kN.m	9,57 kN.m
Pilar	Apoio flexível					
	Argila			P01 / P06		
	N	MY	MZ	N	MY	MZ
P01 = P06	619,50 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m	601,84 kN	0,00 kN.m	0,00 kN.m
P11 = P16	413,89 kN	30,56 kN.m	9,75 kN.m	402,41 kN	30,56 kN.m	5,75 kN.m
P21 = P26	205,91 kN	30,54 kN.m	10,48 kN.m	200,80 kN	30,54 kN.m	6,62 kN.m

Figura 5.2 – Análise gráfica da variação percentual das reações verticais do modelo estrutural espacial



o máximo de 2,08% para acréscimos e o mínimo de -2,21% para alívios, ambos enquanto o modelo estava assente sobre argila.

Na combinação entre as duas tipologias de solo, onde os pilares P01 e P06 são submetidos a um coeficiente de rigidez menor em relação aos demais, nota-se a influência da rotação da estrutura no comportamento da mesma, causando alívio de carga, na ordem de 1,17%, nos pilares P01 e P06 e sobrecarregando os pilares vizinhos, P02 e P08, na ordem de 1,31%.

O comportamento dos esforços, de acordo com o aumento de pavimentos, pode ser observado através da prumada P01-P21, simétrica às prumadas P06-P26. Os esforços normais e de flexão atuantes na base dos pilares, analisados em módulo devido à simetria dos arranjos de armação, estão listados respectivamente nas tabelas 5.6.

Em contrapartida à discreta variação nos esforços normais dos pilares, os momentos tiveram acréscimos significativos, em relação a situação indeslocável, chegando a atingir até 39,087% sob base de argila. Identificou-se que momentos atuantes no senti-

Figura 5.3 – Variação do esforço axial para prumada P01-P21

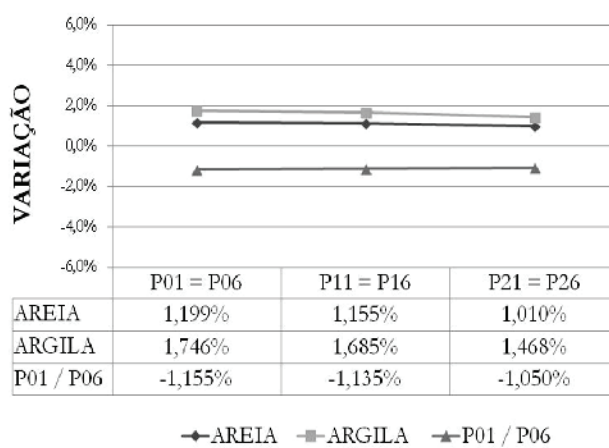


Figura 5.4 – Variação do momento fletor (MZ) para prumada P01-P21

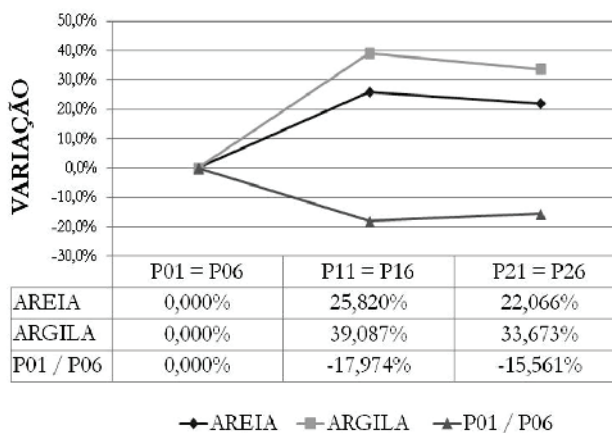


Tabela 5.7 – Esforço cisalhante para vigas V101,V201 e V301

Modelo espacial - cisalhamento					
Viga	Apoio rígido	Apoio flexível			
		Rigidez infinita	Areia	Argila	Aterro P01/P06
V101	P01	68,3 kN	70,9 kN	72,1 kN	65,9 kN
	P02	94,8 kN	92,2 kN	91,0 kN	97,2 kN
V201	P11	70,6 kN	73,3 kN	74,5 kN	68,1 kN
	P12	92,5 kN	89,9 kN	88,7 kN	95,0 kN
V301	P21	69,4 kN	71,5 kN	72,4 kN	67,3 kN
	P22	93,7 kN	91,6 kN	90,7 kN	95,8 kN

Figura 5.5 – Variação do esforço cisalhante para vigas V101, V201 e V301

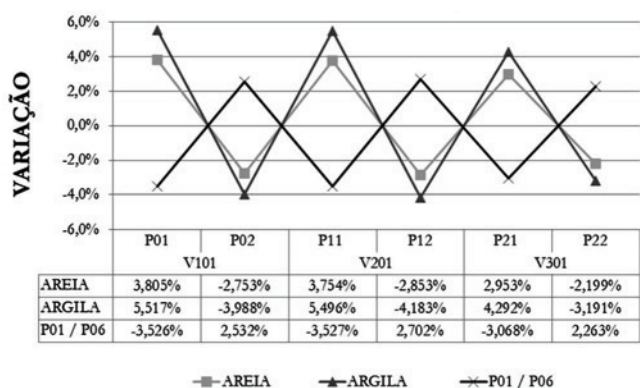
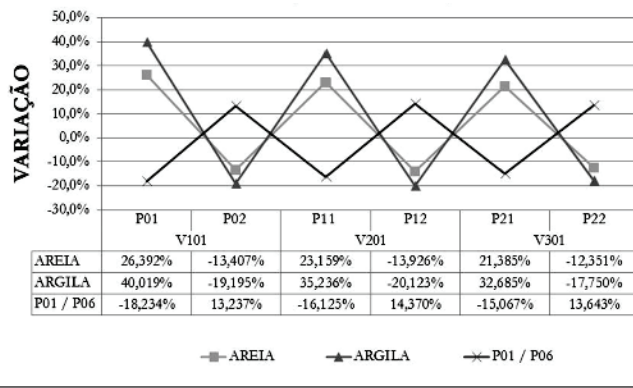


Figura 5.6 – Variação do momento fletor para vigas V101, V201 e V301



do transversal do modelo espacial não apresentaram nenhuma variação em comparação aos esforços resultantes ao modelo de apoios fixos, justificada pela ausência da rotação nos membros transversais.

O comportamento para prumada P01-P21, ao longo de cada pavimento, pode ser visualizado através das análises gráficas presentes nas figuras 5.3 e 5.4.

De acordo com as variações, obtidas ao longo de cada pavimento, percebe-se que independente da combinação, ou da prumada analisada, as variações são maiores nos membros mais próximos das fundações. A ocorrência deste fato decorre do aumento de rigidez da estrutura, proporcionalmente ao aumento de pavimentos, o que faz com que as rotações sejam menores.

Para analisar o comportamento das vigas foram selecionadas vigas de referência longitudinal (eixo X). São elas as vigas V101-V301, simétricas às vigas V105-V305, no sentido longitudinal. Os esforços de cisalhamento estão relacionados na tabela 5.7, e as variações para os mesmos estão representadas através do gráfico da figura 5.5.

Os momentos fletores podem ser visualizados na tabela 5.8, e as variações para os mesmos apresentam-se através do gráfico da figura 5.6.

Analisando as figuras 5.5 e 5.6 percebe-se que os esforços de cisalhamento não sofreram variações significativas percentuais. Contudo, a variação elevada dos momentos fletores é devida a influência direta da rotação das extremidades, que no caso de apoios deformáveis é maior. Também é notável a reduzida variação com o aumento de pavimentos, isto é justificado pela convergência das deformações entre a análise rígida e a flexível, fazendo com que as variações tornem-se desprezíveis medida em que a análise se afasta da interface da estrutura com as fundações.

Ao realizar a análise dos recalques imediatos das fundações do modelo comprova-se a uniformização também dos recalques para situações de apoio flexível. Os valores dos recalques estão relacionados entre apoio flexível e rígido, para areia, argila e a combinação de ambos os solos, que respectivamente diz respeito às figuras 5.7, 5.8 e 5.9. Admite-se como cota 0,00m a base para fundações.

Ao observar a uniformização dos recalques, causada pela compatibilização entre solo e estrutura, verificou-se que os recalques diferenciais tornam-se menores. Os recalques diferenciais, obtidos para o modelo espacial, não ultrapassem distorções maiores que 0,0352% (recalque diferencial máximo entre P01 e P02, respectivo a situação de apoio flexível sobre argila).

Tabela 5.8 – Momentos fletores para vigas V101, V201 e V301

Modelo espacial - momentos fletores					
Viga	Apoio rígido		Apoio flexível		
	Rigidez infinita		Areia	Argila	Aterro P01/P06
V101	P01	10,4 kN.m	13,2 kN.m	14,6 kN.m	8,50kN.m
	P02	-76,5 kN.m	-66,3 kN.m	-61,8 kN.m	-86,7 kN.m
V201	P11	15,1 kN.m	18,6 kN.m	20,4 kN.m	12,6 kN.m
	P12	-69,9 kN.m	-60,1 kN.m	-55,8 kN.m	-79,9 kN.m
V301	P21	8,20kN.m	10,0 kN.m	10,9 kN.m	7,00kN.m
	P22	-68,9 kN.m	-60,4 kN.m	-56,7 kN.m	-78,3 kN.m

6. Conclusões

A solução de Winkler, empregada para obtenção dos coeficientes de rigidez para as fundações, admite o solo como um material elástico, homogêneo e semi-infinito, que responde elasticamente aos carregamentos. No entanto, sabe-se que o solo não recupera o volume original ao efetuar o descarregamento sobre o mesmo, devido à deformabilidade permanente da sua estrutura. Contudo, limitando as tensões na base das fundações a tensões admissíveis, é possível considerar uma resposta elástica do solo. Nestas condições, este modelo reológico apresentou-se como uma solução relativamente simples e prática, devido à convergência dos resultados em poucas iterações.

Da análise comparativa dos resultados percebe-se que as redistribuições dos esforços são proporcionais às rotações sofridas pelos elementos do modelo.

De modo geral, solos com menor coeficiente de reação provocam

maiores redistribuições de esforços, forçando sua compatibilização de acordo com as rigidezes das molas posicionadas na base de cada pilar. Todavia, cabe salientar que as constantes elásticas utilizadas para simular a deformação do solo, negligenciam a interação entre molas adjacentes, portanto os erros tendem a crescer para solos moles.

A solidariedade entre os elementos estruturais foi observada através da uniformização dos recalques, causada pela compatibilização entre as deformações do solo e da estrutura, tornando menores os recalques diferenciais. Mesmo que os valores dos recalques não apresentem grandes diferenças por dependerem diretamente do estado de tensão, a qual submete-se o maciço, provocaram consideráveis variações nos esforços de vigas e pilares. Entretanto, para que aconteça a redistribuição dos carregamentos, existe a necessidade que ocorra recalque diferencial nos apoios, rotacionando assim as vigas e provocando a migração das cargas para os pilares vizinhos com recalques menores, o que não aconteceria caso os apoios tivessem recalques idênticos.

Fica claro que os efeitos de redistribuição são mais acentuados nas extremidades das vigas do que nos pilares. A influência da rigidez dos elementos horizontais também é notável na redistribuição das cargas, visto que a transferência dos esforços ocorre através dos mesmos, portanto, quanto maior a rigidez das vigas mais próximo será o comportamento da estrutura a de um bloco rígido. As variações nos esforços são maiores para os membros mais próximos às fundações, independente da combinação. Isto decorre do aumento de rigidez da estrutura com o aumento de pavimentos, sendo assim um fator a ser considerado no projeto de vigas de transição em subsolos.

Neste contexto comprovou-se a existência de variação nos esforços atuantes em estruturas reticulares, assentes sobre fundações rasas, devido a interação entre o solo e a estrutura, alertando a importância em considerar este fenômeno em situações com elevada concentração de esforço normal, o que provocaria recalques diferenciais elevados, cujos efeitos seriam negligenciados em uma análise convencional. Portanto, mesmo com a utilização de um modelo simplificado, conclui-se que desconsiderar a influência dos recalques de apoio pode conduzir a esforços não-realísticos capazes de prejudicar a segurança e a durabilidade das edificações.

Figura 5.7 – Recalques elásticos para areia

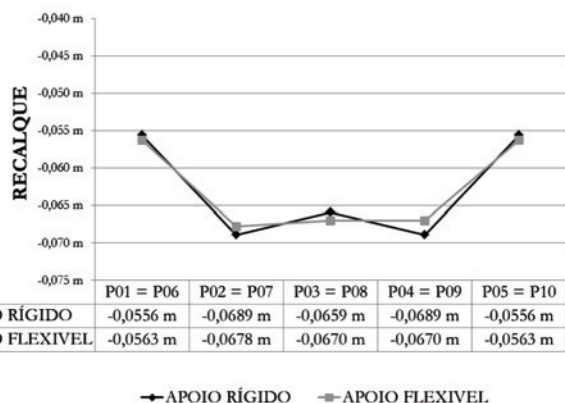


Figura 5.8 – Recalques elásticos para argila

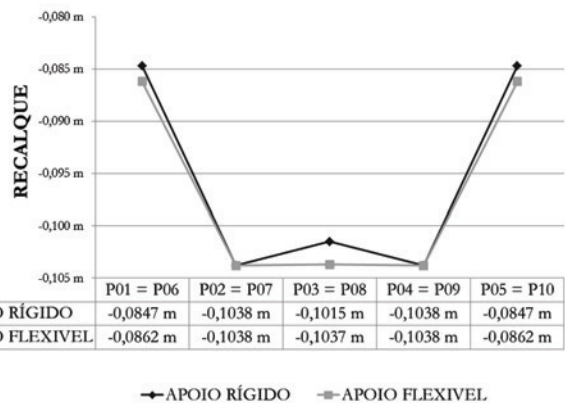
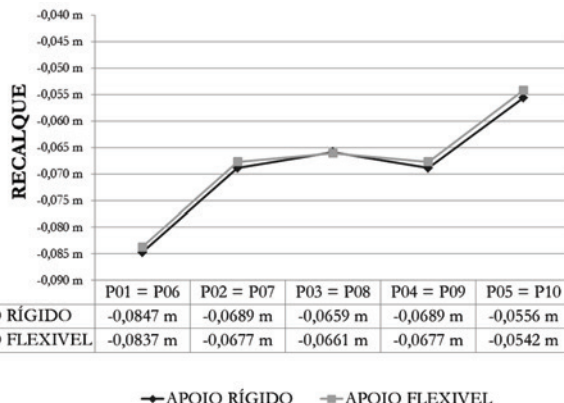


Figura 5.9 – Recalques elásticos para combinação de solo arenoso e argiloso



7. Referências bibliográficas

- [01] GERE, James M.; WEAVER JR., William. *Análise de Estruturas Reticuladas*. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987. 443 p.
- [02] GUSMÃO, Alexandre Duarte. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, 1994.
- [03] VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais*. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 226 p.
- [04] COLARES, George Moura . Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. 74f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.
- [05] CHAMECKI, Samuel. Consideração da Rigidez da Estrutura no Cálculo dos Recalques da Fundação. In: *Separata dos Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos – Volume I*, Porto Alegre, RS, 1954. pp. 35 - 80.
- [06] SILVA, Wagner Queiroz. *Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF*. 2010. 131 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [07] REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. *Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole*. 2000. 148 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.
- [08] VELLOSO, Dirceu de Alencar; SANTA MARIA, Paulo Eduardo Lima de; LOPES, Francisco de Rezende. Princípios e modelos básicos de análise. In: HACHICH, Waldemar. *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998. p. 163-196.
- [09] CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. *Tensão admissível em fundações diretas*. São Carlos: Rima, 2003. 134 p.
- [10] SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K.. *Introdução à engenharia de fundações*. Rio de Janeiro: Interciência, 1981. 199 p.
- [11] MORAES, Marcello da Cunha. *Estruturas de fundações*. 2. ed. São Paulo: McGraw Hill, 1976. 205 p.
- [12] PERLOFF, W. H. Pressure distribution and settlement. In *Foundation Engineering Handbook*, ed. H. F. Winterkorn and H.-Y. Fang, pp. 148–196, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.

Vibrations due to walking and aerobics activities: a theoretical verification

Vibrações devidas ao caminhar e às atividades aeróbicas: uma verificação teórica



L. A. PRETTI^a
lap.vix@terra.com.br

W. G. FERREIRA^a
walnorio@gmail.com

A. F. G. CALENZANI^a
afcalenzani@gmail.com

Abstract

This paper examines the structural design aspects related to vibrations on floors of urban buildings, induced by human activities that can motivate some discomfort for the users thereof. It presents the Brazilian normative regulations concerning human comfort in structures in the presence of vibrations induced by the users in their daily activities, like walking in places such as houses or offices, and aerobic activities such as dancing, jumping and running. The paper concludes by offering relevant and eminently practical information ready to be used manually or with minimal computer resources by the professionals involved, allowing for verification in the initial design phase regarding the eventual need of careful verifications in the structural design of floors subject to vibrations due to human activities.

Keywords: vibrations on floors, human comfort, normative aspects.

Resumo

Este trabalho examina a verificação estrutural referente às vibrações em pisos de edifícios urbanos induzidas pelas atividades humanas que possam motivar algum sentimento de desconforto aos usuários. Apresenta as recomendações normativas vigentes no país relativas ao conforto humano em estruturas na presença de vibrações induzidas pelo próprio usuário em suas atividades cotidianas tais como a prática do caminhar em ambientes residenciais ou comerciais e de atividades aeróbicas em ambientes diversos, como dançar, saltar e correr. Finaliza oferecendo informações relevantes e eminentemente práticas, possíveis de serem exercitadas manualmente ou com o mínimo de recursos computacionais pelos profissionais envolvidos, permitindo verificar na fase inicial de projeto a eventual necessidade de maiores cuidados no dimensionamento estrutural de pisos sujeitos as vibrações devidas às atividades humanas.

Palavras-chave: vibrações em pavimentos, conforto humano, aspectos normativos.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Table 2.1 – Limits for deflections

Type of effect	Reason for the limitation	Example	Displacement to consider	Threshold deflection
Sensory acceptability	Visual	Visible displacements in structural elements	Total	1/250
	Other	Vibrations felt on floor	Due to live loads	1/350

Source: ABNT NBR 6118:2007

1. Introduction

Examining the Brazilian Standards relating to the development of designs for reinforced concrete structures (ABNT NBR 6118:2007) as well as steel or composite steel/concrete structures (ABNT NBR 8800:2008), one can see that these standards do not specifically address the issue of vibrations in such structures, in reference to verification procedures for obtaining responses due to the dynamic loads induced by activities of human occupation.

Below is an excerpt of the content of each one of these standards regarding the recommended treatment for analysis of vibrations on floors due to the activities performed by the users thereof, followed by considerations compared with ISO 2631:1997/2003, with the exemplification of a numerical application, with an evaluation and conclusion as to the validity of the theoretical proposal presented herein.

2. The approach under the Brazilian standards

2.1 ABNT NBR 6118:2007 – design of concrete structures – procedure

This standard, in items 3.2.8 and 11.4.2.3, defines the limit state for excessive vibrations as that which occurs when “*the structure, because of its conditions of usage, is subject to shocks or vibrations, the respective effects must be considered in determining the demands and possibility of fatigue must be considered in the design of the structural elements,*” then refers to section 23 of the same standard.

Later on, in section 13.3, paragraph *a*, it again refers to vibrations and refers to section 23 as well, but showing – in this item – the data partially transcribed in Table 2.1 of this article, i.e., the effect of vibrations due to accidental loads on the sensory acceptance of users.

In section 23, specifically in item 23.3 - Limit state of excessive vibration, ABNT NBR 6118:2007 recommends that the analyses relating to vibrations in concrete structures should be done in a linear regime with the natural frequencies f_{nat} being kept distant from the structure’s critical frequency f_{crit} ; this is a function of the use for which the building is intended, specifying a minimum limit $f_{nat} > 1.2 f_{crit}$, as recommended in Table 2.2.

To control these vibrations, it is suggested that the behavior of the structure should be changed by modifying certain factors, including the dynamic actions of excitation or the natural frequency of the structure with the change of the structure’s rigidity or mass, or the damping characteristics.

Otherwise, the analysis is redirected to international standards in

cases where the dynamic analysis requires more specific precautions, at the discretion of the analyst. (ABNT NBR 6118:2007)

2.2 ABNT NBR 8800:2008 – design and execution of steel and composite steel/concrete structures for buildings – procedure

This standard, in section 11 – Vibrations, specifically in item 11.4.1, explicitly refers to vibrations by recommending that “*Floor systems subject to vibrations, such as those of large areas that have no partitions or other damping elements, must be verified in order to avoid the appearance of unacceptable transient vibrations due to people walking or other sources, according to Annex L.*”

Annex L of ABNT NBR 8800:2008, includes general introductory comments and refers to item 4.7.7.3.3: “- Frequent combinations of service,” which defines that “*frequent combinations are those that repeat often during the lifetime of the structure, on the order of 10^5 in 50 years, or that have a total duration equal to a non-trivial part of the period, on the order of 5%.*”

And these combinations may be used for reversible limit states, i.e. those that do not cause permanent damage to the structure or other components of the building, including those related to the user comfort. It concludes by recommending that the natural frequency of the floor structure must never be less than 3 Hz.”

Below, we present general procedures that should be considered for what this standard admits as an accurate assessment. These are transcribed as follows; it states that in the case of vibrations on floors, at least the criteria transcribed below shall be considered in a dynamic analysis:

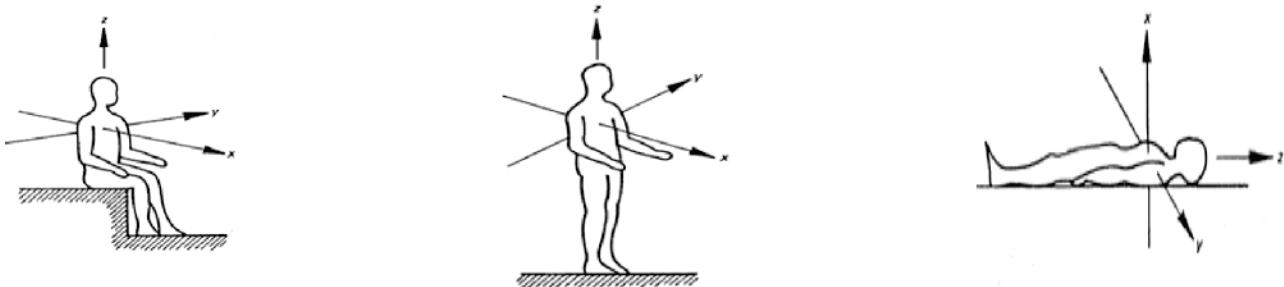
a) the characteristics and the nature of the dynamic excitations,

Table 2.2 – Critical frequency for some specific cases of structures subjected to vibrations by the action of people

Case	f_{crit} (Hz)
Sports gymnasium	8.0
Dance or concert halls without fixed seats	7.0
Offices	3.0–4.0
Concert halls with fixed seats	3.4
Walkways for pedestrian or bicycles	1.6–4.5

Source: ABNT NBR 6118:2007

Figure 3.1 – Barycentric axes of the human body



Source: ISO 2631-1:1997

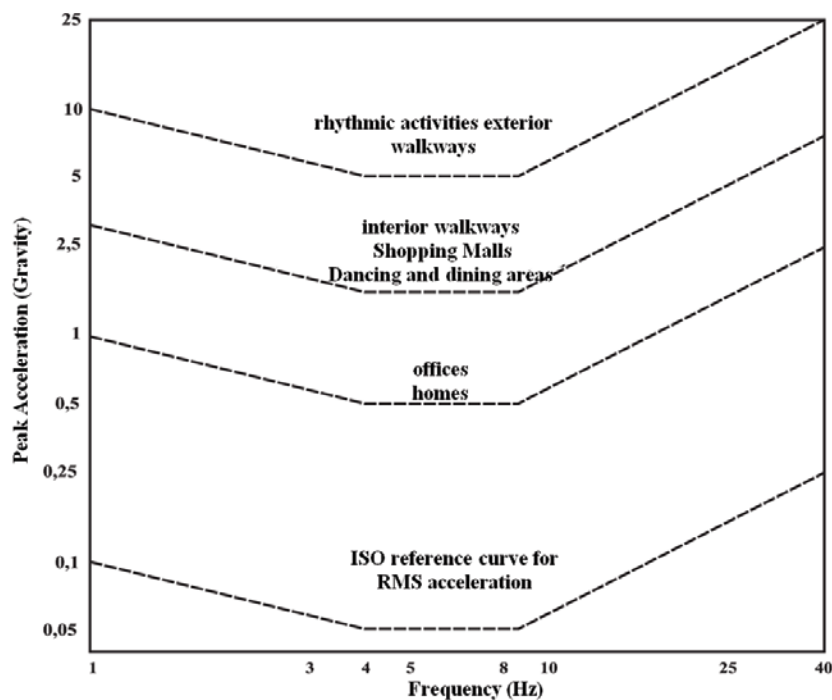
- such as (for example) those arising from people walking and rhythmic activities;
 - b) the acceptance criteria for human comfort as a function of the use and occupation of the areas of the floor;
 - c) the natural frequency of the floor structure;
 - d) the modal damping ratio;
 - e) the effective weights of the floor;
- Finally, texts of international origin that may be of interest in this analysis are recommended, more precisely, in Annex S-4 thereof. (ABNT NBR 8800:2008)

3. The international approach

3.1 Standards ISO 2631-1:1997 and 2631-2:2003

International standard ISO 2631:1997/2003, consulted in order to support arguments of this technical article, defines the various methods applicable to the measurement of periodic, random and transient vibrations that may be observed in the human body in standardized positions such as standing, sitting and lying. In this

Figure 3.2 – Peak acceleration for environmental comfort due to vibrations related to human activities



Source: ASCI – Steel Design Guide Series No. 11 (1997)

situation, this standard addresses the key factors that in combined form can determine the level of exposure to vibrations acceptable by man.

Figure 3.1 shows the principal axes recommended for measuring the effects of vibration, in accordance with the plan of entry in the human body according to the position of interest admitted for analysis, according to that specific standard.

This standard recommends that measurements be taken during a period of time that is sufficient and necessary to ensure reasonable statistical accuracy, without any restriction on the duration thereof. (ISO 2631-1:1997, ISO 2631-2:2003)

Possibly, in occurrence of measurements in different periods with clear differences in characteristics there between, separate analyses should be made for each period and these facts must be reported; likewise it is essential that other factors be recorded, such as age, gender, size, physical capability, etc., of the users.

Moreover, the AISC ("American Institute of Steel Construction") considers the abacus of Figure 3.2 with peak acceleration rates related to gravitational acceleration, whereby the various types of possible use for the floors are categorized with regard to vibrations due to human activities. (MURRAY et alii, 2003)

The areas of the abacus shown in Figure 3.2 located below the dashed lines correspond to the maximum acceptable limits for peak accelerations corresponding to the respective existing descriptions thereof, for the respective natural frequencies.

4. Aspects of the analysis

Brazilian standards ABNT NBR 6118:2007 and ABNT NBR 8800:2008 do not address the merits of theoretical formulations to develop dynamic analysis of problems involving structural vibrations, whatever their origin, leaving the suggestion that the design engineer research the topic in the relevant literature.

It is known that in order to find the response in the field of the dynamic analysis of structure, the analyses can be performed both in the time domain and in the frequency domain. Dynamic analysis in the time domain is more suitable in structural projects, considering that all work is carried out only with the resources of mathematics of real numbers, while analysis in the frequency domain makes use of complex numbers, with no practical meaning for the engineer. (FERREIRA, W.G, 2002)

5. The theoretical sequence of calculation

5.1 Initial considerations

Manual verification of the dynamic conditions of a particular floor slab begins by examining the physical characteristics thereof in order to better adapt it to a representative structural model regarding the aspect of the structural analysis.

The methodology shown below is based on the recommendations of the AISC ("American Institute of Steel Construction") compiled from several published articles, and on Brazilian standards ABNT NBR 6118:2007 and ABNT NBR 8800:2008.

5.1.1 Unidirectional floor slab

In this case, the vibrations occur in a single direction of the floor, and the structural model can be conceived as a system supported in just one direction with secondary beams in steel hot rolled sections or joists. This case applies most frequently to walkway designs intended for pedestrian traffic. They are designed with a floor slabs normally supported on longitudinal girders supported at the ends, as shown in Figure 5-1b.

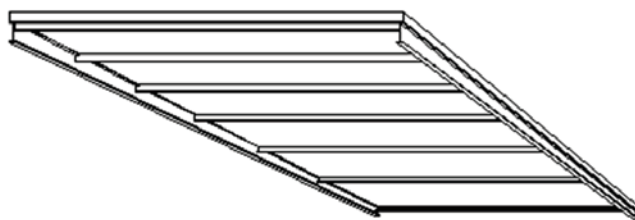
5.1.2 Bi-directional floor slab

In this case, the vibrations occur in two directions of the floor, and the structural model is designed as a floor system supported in both directions, as shown in Figure 5.1a and supported by one of the following alternatives:

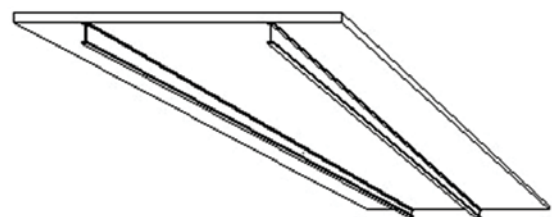
- On secondary beams
- On secondary joists
- On primary girders
- On primary joists
- On rigid walls in the primary direction

This solution is regularly found in floor designs in multi-story buildings intended for residential and/or business activity subject to movement of people, such as walking, jumping, and dancing. Depending on the purpose of their use, they are designed with a slab normally supported on transversal secondary girders, and these in turn are supported at their ends on the primary girders or longitudinal rigid walls. Figure 5.1 shows two basic models for analysis.

Figura 5.1 – Modelos típicos para o projeto de pisos de edificações



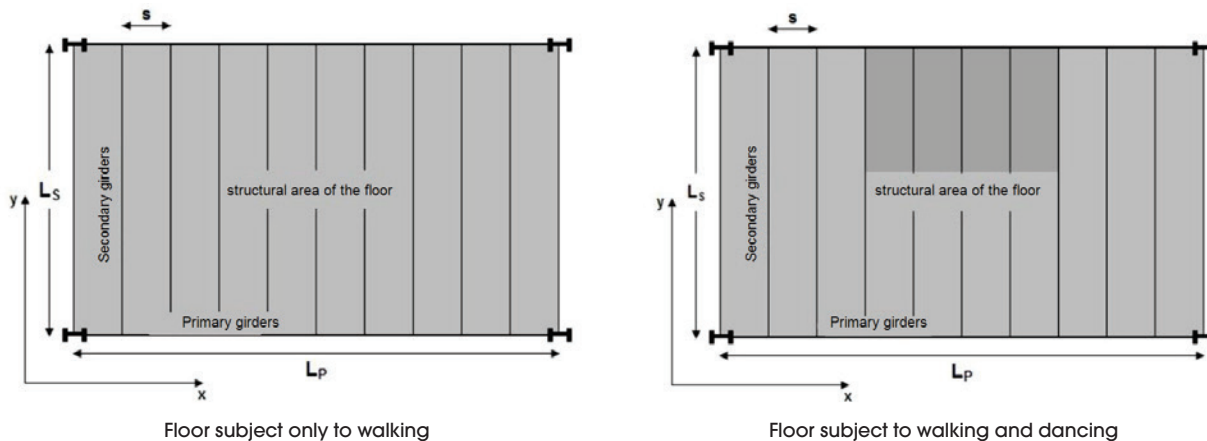
A Piso bidirecional apoiado sobre vigas mistas



B Piso unidirecional apoiado sobre vigas mistas - (Passarela)

Fonte: PRETTI (2012)

Figure 5.2 – Structural model of floors subjected to dynamic actions due to human activities



Source: PRETTI and FERREIRA (2012)

5.2 Structural model

The floor slab examined in this article is specified in the building plan as shown in Figure 5.2, where one can identify the various parts that comprise the model. In the model are listed the Cartesian axes according to the directions of the secondary and primary support girders and the spacing between the secondary girders. The dimensions to be considered in this floor slab structural model are as follows:

- Direction x – Main dimension L_P [m]
- Spacing between girders s [m]
- Direction y – Secondary dimension L_S [m]

5.3 Preliminary calculation and specifications

5.3.1 Effective height of floor slab

Solid slab

Slab thickness d_e [m]

Ribbed slab

Slab thickness d_m [m]

Rib height d_n [m]

Effective height $d_l = d_m + d_n$ [m]

Average thickness $d_e = d_m + \frac{d_n}{2}$ [m]

Center of gravity of the slab y_{CG} [mm]

5.3.2 Steel beams

Primary direction (x)

Area of cross-section A_x [mm²]

Inertia in relation to the x-x axis I_x [mm⁴]

Nominal height of the girder d_x [mm]

Secondary direction (y)

Area of cross-section A_y [mm²]

Inertia in relation to the x-x axis I_y [mm⁴]

Nominal height of beams or joists d_y [mm]

5.3.3 Modulus of elasticity of the materials

Modulus of elasticity of the concrete E_c [kN/m²]

Modulus of elasticity of the steel E_a [kN/m²]

5.3.4 Dynamic modular ratio for obtaining the secondary section

The modular ratio is a proportion established between the modulus of elasticity of the concrete in relation to the modulus of elasticity of the steel, for the purposes of homogenization of the materials and obtainment of the equivalent composite section transformed into a single material, used in the various calculations. In this study, the sections are homogenized in relation to the steel and modular ratio is given as:

$$n = \frac{E_a}{1,35 E_c} \tag{5.1}$$

Where $1,35 E_c$ refers to the dynamic modulus of elasticity of the concrete. (MURRAY et alii, 2003)

5.3.5 Service loads per unit of floor area

The loads normally acting on floors can be classified as follows. In the event that other loads occur, they must also be considered.

Dead loads

Weight of the floor slab g_1 [kN/m²]

Weight of the incorporated form g_2 [kN/m²]

Weight of finishing material below the floor slab g_3 [kN/m²]

Weight of finishing material above the floor slab g_4 [kN/m²]

Weight walls on the floor slab g_5 [kN/m²]
 Weight of secondary beam per linear meter g_6 [kN/m]
 Weight of primary girder per linear meter g_7 [kN/m]
 Weight of people on the floor area g_8 [kN/m²]

Live loads

Weight of people on the floor area q_1 [kN/m²]
 Weight of furniture on the floor area q_2 [kN/m²]
 Weight of partitions on the floor area q_3 [kN/m²]

5.4 Analysis of the floor regarding secondary direction

Under this analysis criterion, the calculations will be developed first by favoring the verification with regard to the secondary direction of the floor, then by focusing on the primary direction, and finally consolidating them into a single step called consolidated calculations.

5.4.1 Effective beam panel width of the secondary section

$$L_{colab} = s \quad (5.2)$$

5.4.2 Transformed moment of inertia of the secondary section per unit of width of the floor slab

$$D_{L_s} = \frac{d_e^3}{12n} \quad (5.3)$$

In this expression the term d_e when the slab is solid, equals the effective height of the slab d_l and when it is ribbed, equals the average thickness thereof, as defined in item 5.4.1.

5.4.3 Mode of vibration of the panel in the direction of the secondary girders

For the purpose of manual verification on a slab floor regarding the dynamic load due to the action of people moving about on the floor, as characterized in item 5.3, in situations due to walking, only the lowest modes are of interest. Similarly in other situations such as those due to dynamic loads of the same origin, but with other characteristics, such as those due to aerobic activities like jumping, dancing, and physical exercise it is also sufficient to check only the occurrences corresponding to the first, second and third modes of vibration. (MURRAY et alii, 2003)

5.4.4 Position of the neutral axis in the secondary direction

In this script for manually calculating the position of the neutral axis of the secondary section obtained is referenced to the underside of the slab when the floor is ribbed and the underside face of the slab when it is solid. In both cases, the slab is supported on the secondary steel beams. For cases in which the floor is a ribbed slab or steel-concrete composite, the expression to be used is the following:

$$y_{sec} = \frac{A_y(d_n + y_{CG}) - \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\frac{d_m}{2}\right)}{A_y + \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_k} \quad (5.4)$$

For cases in which the floor slab is solid, the expression to be used is the following:

$$y_{sec} = \frac{A_y y_{CG} - \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\frac{d_m}{2}\right)}{A_y + \left(\frac{L_{colab}}{2}\right)d_m} \quad (5.5)$$

Expression 5.5 is a particular case of the previous expression 5.4, when the ribbing is nullified. Note that the calculated value is positive when the position of the neutral axis is above the adopted reference, in this case, the underside of the slab, if ribbed or steel-concrete composite. The underside is also used when the slab is solid. Otherwise, it will be negative, and the signal should be considered algebraically in the calculations.

5.4.5 Transformed moment of inertia I_s of the secondary section

This transformed moment of inertia of the secondary section of the floor, or compound moment of inertia, is calculated by expression 5.6, where all of the terms have been defined previously. This refers to the moment of inertia of a section comprised of a beam and the effective part of the floor slab transformed into a single material, here steel is adopted.

$$I_{TS} = I_y + A_y(d_n + y_{CG} + h_a - \overline{y_{sec}})^2 + \left[\frac{\left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m^3}{12}\right] + \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\overline{y_{sec}} + \frac{d_m}{2}\right)^2 \quad (5.6)$$

At this stage of the calculation script, it is necessary to consider the type of beams that are specified for the secondary direction of the floor. Two cases can occur:

- Case 1 – Steel secondary joists
- Case 2 – Steel secondary beams

In case 1, where these elements are joists simply supported on the upper flanges of the border girders in the primary direction, additional considerations must be admitted in order to determine the actual transformed moment of inertia in the secondary direction. In this case, the actual moment of inertia is given by the following expression:

$$I_{Effect} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{chords}} + \frac{1}{I_{TS}}} \quad (5.7)$$

$$\gamma = \frac{1}{C_T} - 1 \tag{5.8}$$

In order to determine the term C_T it is necessary to evaluate the ratio L_s/d where L_s is the span of the secondary direction and d is the height of the supporting joists of the floor slab in the same direction, as a function of the sections of the materials of the flanges of the top chords of joists.

Hypothesis 1:

In joist formed by chords comprised of single or double angles, the term C_T is calculated by the expression;

$$C_T = 0,90 \left(1 - e^{-0,28 \left(\frac{L_s}{d} \right)^{2,8}} \right) \text{ for } 6 \leq \frac{L_s}{d} \leq 24 \tag{5.9}$$

Hypothesis 2:

The joist being formed by the chords comprised of single round steel bars, the term C_T is calculated by the expression;

$$C_T = 0,721 + 0,00725 \left(\frac{L_s}{d} \right) \text{ for } 10 \leq \frac{L_s}{d} \leq 24 \tag{5.10}$$

If these steel sections have a solid web, welded web or web bolted directly to the webs of the primary girders of the floor, this transformed moment of inertia is considered to be the actual transformed moment of inertia with no need for additional calculations as in expression 5.7. In this case, term $C_T = 1$.

5.4.6 Loads acting on the compound secondary sections

Based on Brazilian standard ABNT NBR 6118:2007, the combination of active loads to be considered in the calculations is obtained with the direct application of expression 5.11, where it is admitted that such loads have the character of frequent actuation. Loads with this characteristic are those who behave according to the normative definition stated in section 2.2 above. The primary variable action F_{q1} is taken with its frequent value $\Psi_1 F_{qk,1}$ and all other variables actions are taken with their quasi-permanent values $\Psi_2 F_{qk}$. Under these conditions, the combination of loads for verifying the limit state regarding excessive vibrations recommended by ABNT NBR 6118:2007 and ABNT NBR 8800:2008 is as follows:

$$F_{d, serv} = \sum_{i=1}^m F_{gk,i} + \Psi_1 F_{qk,1} + \sum_{j=2}^n (\Psi_2 F_{qk,j}) \tag{5.11}$$

5.4.7 Deflection due to static load in the middle of the secondary span

The deformation due to the static load in the secondary direction

corresponding to the homogenized section in the direction of the Cartesian axis, \mathcal{Y} , in Figure 5.2, is calculated for the condition in which the supports are given by the following expression:

$$\Delta_S = \frac{5 \cdot F_{s, serv} L_s}{384 E_a I_{Effet}} \tag{5.12}$$

5.4.8 Natural frequency in the secondary direction

It is appropriate that the natural frequency in the secondary direction is calculated and specified, given that it may assist in the event that it is necessary to make some ad-hoc changes to the parts of the structure in order to attain a favorable end result regarding the aspect of verification of vibration. The calculation is also recommended because the verification as to vibrations in the manner structured in this study is linear with the assumption of superposition of the applied actions.

This intermediate verification allows the proposed structural system to be verified at this moment with regard to the provisions of items 23.1 of standard ABNT NBR 6118:2007, L.1.2 and L.3.3 of standard ABNT NBR 8800:2008. Standard ABNT NBR 6118:2007 states that $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$, where the critical or excitation frequency is obtained in Table 5.1, and one should also consider that ABNT NBR 8800:2008 recommends that the natural frequency should always be above 3 Hz. It is appropriate that these regulatory limits be met simultaneously.

Thus, the natural frequency in the secondary direction is calculated by:

$$f_{natSec} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_S}} \tag{5.13}$$

In the event that this natural frequency does not meet the regulatory recommendation at this stage, the modeled structural system can be revised, whether in the section of the girders, or in the section of floor slab, or both, according to the interest and possibility allowed by design specifications, thereby adapting it.

Table 5.1 – Critical frequency for some specific cases of structures subjected to vibrations by the action of people

Case	f_{crit} (Hz)
Sports gymnasium	8.0
Dance or concert halls without fixed seats	7.0
Offices	3.0–4.0
Concert halls with fixed seats	3.4
Walkways for pedestrian or bicycles	1.6–4.5

Source: ABNT NBR 6118:2007

5.4.9 Transformed moment of inertia of the secondary section per girder

This is given by:

$$D_s = \frac{I_{Effet}}{s} \quad (5.14)$$

Where s refers to the distances between the secondary floor girders, as defined in Figure 5.2.

5.4.10 Load acting on the secondary section

The calculation of the applied load on the secondary direction (direction y) of the structural model of Figure 5.2 is done by the expression:

$$W_s = k \left(\frac{F_{d, serv}}{s} \right) B_s L_s \quad (5.15)$$

In this expression, the constant k takes on different values according to the border condition of the floor slab, specifying $k = 1,0$ when the slab is simply supported in the secondary direction (in the case of secondary joists supported on the upper table) and $k = 1,5$ when dealing with a continuous slab, in the direction examined (in the case of steel beams welded or bolted onto the webs of the primary girders of the floor). In expression 5.15, the term B_s corresponding to the effective width calculation of the floor in secondary direction is given by:

$$B_s = C_s \left(\frac{D_{LS}}{D_{VS}} \right)^{1/4} L_s \quad B_s \leq \frac{2}{3} L_s \quad (5.16)$$

The value of B_s adopted will be the lower of the values obtained in expressions 5.16. The first expression only the term C_s is still unknown, being arbitrated as a function of the position of the floor on the story, as follows:

$C_s = 1$, when dealing with a floor at the edge of the story.

$C_s = 2$, for all other cases.

5.5 Analysis of the floor in the primary direction

In this section, the calculations relating to the dynamic verification of the floor will be shown, according to the primary direction thereof.

5.5.1 Effective beam panel width of the primary section

The effective beam panel width of the slab L_{Colab} in the direction of the primary girders is determined as follows:

$$L_{Colab} = 0,4L_s \quad \text{if} \quad 0,4L_p < L_s \quad \text{or} \\ L_{Colab} = \frac{L_s}{2} \quad \text{if} \quad 0,4L_p > L_s \quad (5.17)$$

5.5.2 Position of the neutral axis of the primary section

The position of the neutral axis of the composite section formed by the girder and supported slab is given by the following expression:

$$y_p = \frac{A_p \left(\frac{d_n}{2} + h_{apoio} + y_{CG_{prim}} \right) - \left(\frac{L_{ColabP}}{n} \right) \left(d_m + \frac{d_n}{2} \right)}{A_p + \left(\frac{L_{ColabP}}{n} \right) \left(d_m + \frac{d_n}{2} \right)} \quad (5.18)$$

The calculated value is positive when the position of the neutral axis is below the reference adopted, in this case, the underside of the slab of the ribbed slab and concrete-steel composite and the underside of the solid slab. Otherwise it will be negative.

5.5.3 Transformed moment of inertia I_{TP} of the primary section

The transformed moment of inertia of the section in the primary direction of the structural system, therefore, is determined through the following expression:

$$I_{TP} = I_p + A_p \left(\frac{d_n}{2} + h_{apoio} + \bar{y}_{CGP} + \bar{y}_{LN,P} \right)^2 + \left\{ \frac{\left(\frac{L_{Colab}}{n} \right) (d_e)^3}{12} \right\} + \left(\frac{L_{Colab}}{n} \right) (d_e) \left[y_{LNPrim} + \frac{(d_e)}{2} \right]^2 \quad (5.19)$$

When the secondary girders are joists and simply supported on the primary girders, the reduced rigidity on the primary girders must be considered due to the flexibility that occurs in these supports. Hence, the transformed moment of inertia is calculated through the following expression:

$$I_{TPRe d} = I_p + \frac{(I_{TP} - I_p)}{4} \quad (5.20)$$

5.5.4 Loads acting on the compound primary sections

The loads acting on the slab and secondary girders are transferred to the primary girders through the following expression:

$$F_{d,P} = L_s \cdot \left(\frac{F_{d, Serv}}{L_{Colab}} \right) + g_4 \quad (5.21)$$

5.5.5 Deflection due to the static load in the middle of the primary span

The deflection due to the static load in the primary direction,

corresponding to the homogenized section in the direction of the Cartesian axis, x , in Figure 5.2, is calculated for the condition in which the supports are girders and admitted as being free from the action of the bending moments. This deflection is given by the following expression:

$$\Delta_P = \frac{5F_{d,P} L_P}{384 E_a I_{TP,Red}} \quad (5.22)$$

Note that the load used $F_{d,P}$ in expression 5.22 for obtaining the deflection at the center of the primary girders is the nominal load, i.e., is not increased by weighting coefficients, as recommended by Brazilian standards. It is also important to note that the term $I_{TP,Red}$ corresponding to the reduced moment of inertia will only occur when the secondary girders are simply supported on the primary girders as occurs with joists. If this type of bond does not occur, this term is replaced by the transformed moment of inertia I_{TP} calculated by expression 5.19.

5.5.6 Natural frequency in the primary direction

Like the calculation of the natural frequency in the secondary direction, at this instant it is also appropriate that the natural frequency in the primary direction of the system being analyzed should be calculated and specified, although not of interest to the final verification of the floor regarding the aspect of the vibrations. Moreover, this specification, at this stage of the analysis, is recommended because the verification regarding vibrations in the manner structured in this study is linear, as previously stated.

This intermediate verification allows for the determination in this phase of analysis as to whether the structural system in the primary direction meets item 23 of ABNT NBR 6118:2003, in which the ratio $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$ must be observed, according to the purpose of usage specified in Table 5.1 shown previously.

$$f_{nat\ Prin} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_P}} \quad (5.23)$$

In the event that this natural frequency does not meet the provisions of the standards, the structural system modeled may be revised by changing the section of the primary girders or section of the floor slab, or both, according to interest and design possibility, adapting it to the regulatory recommendation.

5.5.7 Transformed moment of inertia per unit of length in the primary direction

The transformed moment of inertia of the slab in the primary direction D_P is calculated as follows:

$$D_P = \frac{I_{TP}}{L_S} \quad (5.24)$$

5.5.8 Effective width of the floor in the primary direction

The calculation width of the floor slab in the primary direction to be adopted B_P is calculated as follows:

$$B_P = C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_S \quad (5.25)$$

In this expression, the term C_P is a function of the conditions for binding of the secondary girders on the primary girders, assuming the value 1.60 when the secondary girders are supported on the flanges of the primary girders as, for example, when there is the specification of the joists in the secondary direction. When the secondary girders are connected directly to the webs of the primary girders as occurs, for example, when the specification of solid-web steel girders, the term C_P takes the value 1.80.

5.5.9 Total load per unit of length of the primary section

The portion of the total load per unit of length W_P in the primary direction is given by the expression:

$$W_P = \frac{F_{d,P}}{L_S} B_P L_P \quad (5.26)$$

All terms of expression 5.26 were previously defined and are known from the specifications in items 5.3 and 5.5.4 except B_P , corresponding to the calculation width of the floor, to be considered according to the following conditions:

$$B_P = C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P \quad \text{when} \quad C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P \leq \frac{2}{3} L_S$$

$$B_P = \frac{2}{3} L_S \quad \text{if} \quad C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P > \frac{2}{3} L_S \quad (5.27)$$

5.6 Combined analysis of the floor in both directions

With the analysis completely developed in both directions of the proposed floor system as shown in Figure 5.2, it is then possible to perform the final calculations assuming the superposition of effects and proceeding according to the procedures shown below. The actions and effects will now be defined as combined and refer to the system as a structural assembly supported in both directions.

5.6.1 Combined natural frequency

The combined natural frequency for the proposed floor system is calculated by the expression:

$$f_{nat.Comb} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_S + \Delta_P}} \quad (5.28)$$

5.6.2 Calculation of the combined load acting on the system

The total combined acting load for the proposed system is calculated by the expression:

$$W_{Comb} = \left(\frac{\Delta_S}{\Delta_S + \Delta_P} \right) W_S + \left(\frac{\Delta_P}{\Delta_S + \Delta_P} \right) W_P \tag{5.29}$$

5.6.3 Response due to the action of people walking

With the sequence of calculations developed here, one is able to obtain the dynamic response of the structural system of the floor due to walking loads. Accordingly, the response will be obtained in terms of peak acceleration relative to gravitational acceleration by applying expression 5.30, only valid for dynamic actions due to walking loads. (MURRAY et alii, 2003)

In expression 5.30, the load P_0 and the damping factor β , according to this criterion for calculating the dynamic response due to walking loads, are obtained in Table 5.2, according to the type of use of the floor under analysis.

The dynamic response of the floor due to walking loads is obtained by expression 5.30 below:

$$\frac{a_{peak}}{g} = \frac{P_0 e^{-0,35 f_{nat, Comb}}}{\beta W_{Comb}} \tag{5.30}$$

This result calculated thusly should be compared with the values recommended in the last column of Table 5.2 for completion of the analysis.

The percentage values obtained for the ratio a_{peak}/g in

expression 5.30 can also be compared with the thresholds for these percentages of peak accelerations acceptable and defined for each case of usage of floors in function of human activity, considered adjusted in relation to the base curve in ISO 2631-1:1997, as shown in Figure 3.2.

5.6.4 Response due to aerobic actions of people

The analysis regarding aerobic actions utilizes the following calculations shown previously to where the combined natural frequency in sub-section 5.6.1 is calculated. With this natural frequency calculated it is possible to perform a first approximation as to the acceptability of the floor for aerobic activities using Table 5.3, according to the aerobic activity listed in the first column.

The natural frequency calculated according to section 5.6.1 should be compared with the minimum natural frequency required in Table 5.3, interpolating, when necessary, for the obtainment thereof according to the characteristics of the floor under analysis in relation to those specified in table 5.3. This calculated natural frequency, being less than the required tabulated minimum natural frequency, indicates that the floor cannot be accepted, thus proceeding to a second analysis, now using the following expression:

$$f_{nat, Comb} \geq (f_{nat})_{req} = f \sqrt{1 + \frac{k}{a_{peak}/g} \frac{\alpha_i \cdot W_p}{w_i}} \tag{5.31}$$

In this expression, the terms are defined as follows:

f_{nat} – Natural frequency of the floor system under analysis

$(f_{nat})_{req}$ – Minimum natural frequency required at each forced frequency

f – Excitation frequency as shown in Table 5.4, $f = i f_{step}$

f_{step} – Pitch frequency of the activity

i – Harmonic under analysis as shown in Table 5.4

k – Constant depending on the type of use of the floor
 Dancing room = 1.30
 Lively concert = 1.70
 Sporting events = 1.70
 Aerobic activities = 2.00

α – Dynamic coefficient according to Table 5.4

Table 5.2 – Recommended values for the parameters of equation 5.30 and limits (a_{peak}/g) due to walking

Type of floor usage	Constant force (P_0) (kN)	Damping (β)	Peak/Gravitational acceleration (a_{peak}/g)x100%
Offices, homes and churches without walls, ceilings or platforms (decks)	0.29	0.02	0.50%
Offices, homes and churches with removable dividers and non-structural components	0.29	0.03	0.50%
Offices with partitions, walls between floors	0.29	0.05	0.50%
Malls and shopping centers	0.29	0.02	1.50%
Footbridges – indoor	0.41	0.01	1.50%
Footbridges – outdoor	0.41	0.01	5.00%

Source: MURRAY, ALLEN & UNGAR (2003) – Adaptation

Table 5.3 – Application of equation 5.31 for rhythmic activities

Activity Threshold peak acceleration Type of construction	Excitation frequency ⁽¹⁾ (Hz) (f)	Weight of users (kN/m ²) (w _p)	Total weight (kN/m ²) (w _t)	Minimum required natural frequency ⁽³⁾ (H _n)
Dancing and dining				
Rate of acceleration – $a_0/g = 0,02$	3.00	0.6	5.6	6.4
Heavy floor – 5.0 kN/m ²	3.00	0.6	3.1	8.1
Light floor – 2.5 kN/m ²				
Lively concerts and sports events				
Rate of acceleration – $a_0/g = 0,05$	5.00	1.5	6.5	5.9 ⁽²⁾
Heavy floor – 5.0 kN/m ²	5.00	1.5	4.0	6.4 ⁽²⁾
Light floor – 2.5 kN/m ²				
Aerobic exercises only				
Rate of acceleration – $a_0/g = 0,06$	8.25	4.2	5.2	8.8 ⁽²⁾
Heavy floor – 5.0 kN/m ²	8.25	4.2	2.7	9.2 ⁽²⁾
Light floor – 2.5 kN/m ²				
Jumping exercises and weight lifting				
Rate of acceleration – $a_0/g = 0,02$	8.25	2.5	5.12	9.2 ⁽²⁾
Heavy floor – 5.0 kN/m ²	5.00	2.5	2.62	10.6 ⁽²⁾
Light floor – 2.5 kN/m ²				

Notes: (1) - Equation 5.31 is provided for all harmonics listed in Table 5.4 where the excitation frequency that governs the movement is shown
 (2) - May be reduced if, according to equation 5.33, the product of the damping and the mass is sufficient to reduce the resonance of the 2nd and 3rd harmonics to an acceptable level.
 (3) - Values calculated based on equation 5.31.

Source: MURRAY, ALLEN & UNGAR (2003)

Table 5.4 – Estimated load for rhythmic events

Activity	Excitation frequency (Hz) (f)	Weight of users (*) (kN/m ²) (w _p)	Dynamic coefficient (α _i)	Dynamic load (kN/m ²) (α _i w _p)
Dancing				
1st harmonic	1.50–3.00	0.60	0.50	0.300
Lively concert				
1st harmonic	1.50–3.00	1.50	0.25	0.400
2nd harmonic	3.00–5.00	1.50	0.05	0.075
Sports events				
1st harmonic	1.50–3.00	1.50	0.25	0.400
2nd harmonic	3.00–5.00	1.50	0.05	0.075
Jumping exercises				
1st harmonic	2.00–2.75	0.20	1.50	0.300
2nd harmonic	4.00–5.50	0.20	0.60	0.120
3rd harmonic	6.00–8.25	0.20	1.00	0.020

Note: (*) – The values above are based on maximum occupancy density for areas commonly encountered. Under special conditions, these densities may be greater and must be calculated in such cases.

Source: MURRAY, ALLEN & UNGAR (2003)

a_{peak}/g – Percentage of peak acceleration/ gravitational acceleration

w_p – Weight per unit of area of the participants distributed on the floor

w_t – Total weight per unit of area of the participants and of the floor

Important note:

The portions relating to weights w_p and w_t , should be considered in the entire area of the structural system of the floor under analysis.

Expression 5.31 should be used for all harmonics listed in Table 5.4, substituting the terms thereof according to the aerobic activity to which the floor is subjected.

According to the foregoing criterion, the percent ratio of peak acceleration in relation to gravitational acceleration can be calculated by the expressions presented below, where appropriate. Similarly, as stated in item 5.6.4, the maximum acceptable levels for the ratio between peak acceleration in relation to gravitational acceleration are shown in the abacus in Figure 3.2.

Case 1:

In resonance, situation whereby there occurs the sum of the system's natural vibration energies with those of the forced vibration at the time when they are equal $f_{nat.Comb} = f$ expression 5.31 can be rearranged to the following format:

$$\frac{a_{peak}}{g} = \frac{1,30 \alpha_i w_p}{2\beta w_t} \quad (5.32)$$

In this expression β represents the damping rate of the structural system. The result of expression 5.32 should be less than the percentage ratio of peak acceleration in relation to gravitational acceleration specified in the first column of Table 5.3, just below the intended use of the floor.

Case 2:

Out of resonance, in which $f_{nat.Comb} \geq 1,2f$, and expression 5.30, are transformed into:

$$\frac{a_{peak}}{g} = \frac{1,30 \alpha_i w_p}{\left(\frac{f_{nat}}{f_{for}}\right)^2 - 1} w_t \quad (5.33)$$

Finally, when the harmonic excitation frequency $f = if_{step}$, where i represents the harmonic of interest, is equal to or shown to be very close to the natural frequency f_{nat} of the structural floor system, its percentage acceleration of peak acceleration in relation to gravitational acceleration should be calculated by expression 5.31. In cases where the lowest harmonics exhibit levels of excitation frequencies far from the natural frequency, the ratio of peak acceleration to gravitational acceleration should be calculated by expression 5.33 for the harmonic of interest.

6. Numerical application

Exemplifying this information numerically, it is assumed a floor slab originally designed for offices, for which one first wishes to verify

the acceptability thereof when subjected to users walking, and secondly, due to the change of use, when subjected to aerobic loads due to the addition of a dance floor. This floor slab, due to its characteristics of initial use and after modification, falls under the first row of Table 5.2 for the purpose of obtaining the initial information necessary for the calculations and in Table 5.3 in the final analysis. Table 5.5 shows the input data of the numerical example for verification of floor as shown in Figure 5.2.

So, by making the substitutions of these initial values appropriately in the respective expressions shown previously, according to the script shown, one arrives at the percentage value of peak acceleration in relation to gravitational acceleration a_{peak}/g of calculation.

Once these values are obtained, a comparison is made between the calculated values and the thresholds a_{peak}/g recommended in

Table 5.2. If a_{peak}/g calculated is less than the equivalent tabulated value, one can conclude that for the initial proposed data, the exemplified floor slab satisfies the minimum conditions capable of avoiding the harmful effects of vibrations. Otherwise, it does not meet this condition.

In this case, the floor – as initially specified – would satisfy the verification with regard to walking, and would not satisfy if a dance floor were to be added.

In the dynamic verification of the floor when walking, the rate of peak acceleration relative to gravitational acceleration would reach 0.31%, a value below the maximum acceptable limit of 0.50% (Table 5.2). In the verification as to dancing on the dance floor added thereto, the rate of peak acceleration in relation to gravitational acceleration would reach 4.13%, lower than the acceptable limit of 5.00% (Table 5.3), but the minimum acceptable natural frequency would be below the required threshold of 10.84 Hz calculated by expression 5.31, reaching only the value of 10.46 Hz.

Therefore the floor, in the case of adding a dance floor, would require technical intervention to adjust the natural frequency calculated by expression 5.28 to the minimum acceptable natural frequency required, obtained through expression 5.31.

7. Conclusion

According to standard ABNT NBR 6118:2007, the dynamic analysis for the structural element examined in this article would only be met with the calculation of the natural frequencies thereof, and subsequent comparison of these results with the respective critical frequencies shown in Table 2.2, satisfying the inequality $f_{nat} > 1,2f_{crit}$ and the acceptable maximum displacements recommended in Table 2.1; the two conditions must be met simultaneously.

Standard ABNT NBR 8800:2008 lists several minimal criteria to be considered, however does not detail them numerically, suggesting texts of international origin for the purposes of consultation and categorization of the dynamic analysis under examination.

This article presents the development of calculations relating to a dynamic analysis of a floor, allowing for an analysis in two cases and obtaining the dynamic response when subjected to actions of human activities due to walking and aerobic activities such as dancing. For the other aerobic activities listed in Tables 5.3 and 5.4, the procedure is the same.

The theoretical development is systematized for immediate application, allowing for manual application, or application with the aid

Table 5.5 – Input data of the numerical example

Description	Unit	Slab	Beams in directions	
			Secondary	Primary
Type	–	Mixed	W460x60	W460x60
Dimension in secondary direction	cm	800	800	800
Dimension in primary direction	cm	800	800	800
Floor slab table height	mm	70	–	–
Floor slab ribbing height	mm	50	–	–
Characteristic strength of concrete	MPa	25	–	–
Modulus of elasticity of the concrete	GPa	28	–	–
Modulus of elasticity of steel beams	GPa	–	200	200
Variable load on the floor	kN/m ²	0.70	–	–
Permanent load on the floor	kN/m ²	4.36	–	–
Distance between the axes of the beams	mm	–	3000	8000
Mass per linear meter of steel beams	kg	–	60	60
Cross-sectional area of steel beams	mm ²	–	7,620	7,620
Moment of inertia of the steel beams	mm ⁴	–	256.52x106	256.52x106

Source: PRETTI – Autor

of simple computer systems, thereby securely meeting the most immediate and expeditious needs of the professionals involved in this type of analysis.

Ends up suggesting numerical values that can be replaced in the sequence of formulas and theoretical considerations presented, thereby enabling a final examination of the various aspects of interest involved in the dynamic analysis of floors, such as the type of occupancy, the human excitation load, the damping ratio, and the acceptable percentage of threshold acceleration, according to the international literature, in addition to meeting Brazilian regulatory recommendations.

The calculated values were compared with the tabulated values in the final analysis on the acceptance of the floor in relation to the vibrations caused by walking. It is checked whether the calculated values are below the limits specified in Tables 5.2 and 5.3, according to the respective specified use of the flooring.

It is observed with this relatively simple sequence of calculations that one can quickly and efficiently conduct the analysis of floors with regard to vibrations due to human activities to which they are submitted, as a function of the diverse and possible uses thereof, making it possible to make speedy technical decisions able to guide the need for more elaborate analyses, guiding any possible preliminary and immediate physical interferences in the structural elements examined for the purpose of mitigating user-induced vibrations.

8. Acknowledgments

The authors would like to thank CNPq, CAPES, and FAPES for the support received for conducting this study.

9. References

[01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS –

- ABNT. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento. ABNT NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2007
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Procedimento. ABNT NBR 8800. Rio de Janeiro: ABNT, 2008
- [03] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION – ISO – Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Wholebody Vibration – Part 1: Vibration in Buildings (1 Hz to 80 Hz) – ISO 2631:1 – 2^a Ed – 05/01/1997
- [04] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION – ISO – Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Wholebody Vibration – Part 2: Vibration in Buildings (1 Hz to 80 Hz) – ISO 2631:2 - 2^a Ed – 04/01/2003
- [05] MURRAY, T.M.; ALLEN, D.A.; UNGAR, E.E. Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 – 2^o Ed – Chicago: AISC – American Institute of Steel Construction Inc., 2003.
- [06] FERREIRA, W.G; Análise Dinâmica no Domínio da Frequência de Sistemas Estruturais, 1ed. Vitória, ES, Editora Enfoque Comunicação e Marketing Ltda, 2002.

Vibrations due to walking and aerobics activities: a theoretical verification

Vibrações devidas ao caminhar e às atividades aeróbicas: uma verificação teórica



L. A. PRETTI^a
lap.vix@terra.com.br

W. G. FERREIRA^a
walnorio@gmail.com

A. F. G. CALENZANI^a
afcalenzani@gmail.com

Abstract

This paper examines the structural design aspects related to vibrations on floors of urban buildings, induced by human activities that can motivate some discomfort for the users thereof. It presents the Brazilian normative regulations concerning human comfort in structures in the presence of vibrations induced by the users in their daily activities, like walking in places such as houses or offices, and aerobic activities such as dancing, jumping and running. The paper concludes by offering relevant and eminently practical information ready to be used manually or with minimal computer resources by the professionals involved, allowing for verification in the initial design phase regarding the eventual need of careful verifications in the structural design of floors subject to vibrations due to human activities.

Keywords: vibrations on floors, human comfort, normative aspects.

Resumo

Este trabalho examina a verificação estrutural referente às vibrações em pisos de edifícios urbanos induzidas pelas atividades humanas que possam motivar algum sentimento de desconforto aos usuários. Apresenta as recomendações normativas vigentes no país relativas ao conforto humano em estruturas na presença de vibrações induzidas pelo próprio usuário em suas atividades cotidianas tais como a prática do caminhar em ambientes residenciais ou comerciais e de atividades aeróbicas em ambientes diversos, como dançar, saltar e correr. Finaliza oferecendo informações relevantes e eminentemente práticas, possíveis de serem exercitadas manualmente ou com o mínimo de recursos computacionais pelos profissionais envolvidos, permitindo verificar na fase inicial de projeto a eventual necessidade de maiores cuidados no dimensionamento estrutural de pisos sujeitos as vibrações devidas às atividades humanas.

Palavras-chave: vibrações em pavimentos, conforto humano, aspectos normativos.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Tabela 2.1 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	l/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	l/350

Fonte: ABNT NBR 6118:2007

1. Introdução

Examinando-se as Normas Brasileiras relativas à elaboração de projetos para as estruturas de concreto armado (ABNT NBR 6118:2007) e estruturas de aço ou mistas de aço e concreto (ABNT NBR 8800:2008), observa-se que elas não tratam especificamente o tema referente às vibrações nestas estruturas, no que se refere aos procedimentos de verificação para obtenção das respostas devidas aos carregamentos dinâmicos induzidos pelas atividades humanas ocupacionais.

Na sequência é extraído o que consta em cada uma destas normas com relação ao tratamento recomendado para a análise de vibrações em pisos devidas às atividades exercidas por seus usuários e posteriormente são feitas considerações comparativamente com a ISO 2631:1997/2003, com a exemplificação de uma aplicação numérica avaliando e concluindo quanto à validade da proposta teórica apresentada.

2. A abordagem nas normas nacionais

2.1 ABNT NBR 6118-2007 – projeto de estruturas de concreto – procedimento

Esta norma, nos itens 3.2.8 e 11.4.2.3, apresenta a definição de estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE), como sendo aquele que ocorre quando *“a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais”* remetendo em seguida para a sua seção 23.

Mais a frente, no item 13.3, parágrafo *a*, ela volta a se referir às vibrações e novamente remete para a seção 23, mas apresentando neste item os dados parcialmente transcritos na Tabela 2.1 deste artigo, ou seja, o efeito das vibrações devidas às cargas acidentais na aceitabilidade sensorial dos usuários. Na seção 23, mais especificamente no seu item 23.3 – Estado limite de vibrações excessivas, a ABNT NBR 6118:2007 recomenda que as análises referentes a vibrações nas estruturas de concreto devem ser feitas em regime linear com as frequências naturais f_{nat} sendo mantidas distantes da frequência crítica f_{crit} da estrutura; esta é função do uso a que se destina a edificação, sendo especificado um limite mínimo de $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$, como recomendado na Tabela 2.2.

Para o controle dessas vibrações, sugere-se que o comporta-

mento da estrutura seja alterado, modificando-se alguns fatores, dentre eles, as ações dinâmicas de excitação ou a frequência natural da estrutura com a alteração da rigidez ou da massa da estrutura ou então das características de amortecimento. Fora isso, redireciona a análise para as normas internacionais nos casos em que a análise dinâmica necessite de cuidados mais específicos, a critério do analista. (ABNT NBR 6118:2007)

2.2 ABNT NBR 8800:2008 – projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – procedimento

Esta norma, na seção 11 – Vibrações, em seu item 11.4.1, explicitamente se refere a vibrações recomendando que *“Sistemas de pisos sujeitos à vibrações, tais como o de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser verificados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes conforme o Anexo L”*.

Em seu Anexo L, a ABNT NBR 8800:2008 coloca comentários gerais de caráter introdutório e remete para o item 4.7.7.3.3, *“Combinções frequentes de serviço”* onde se define que *“as combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10⁵ em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%”*.

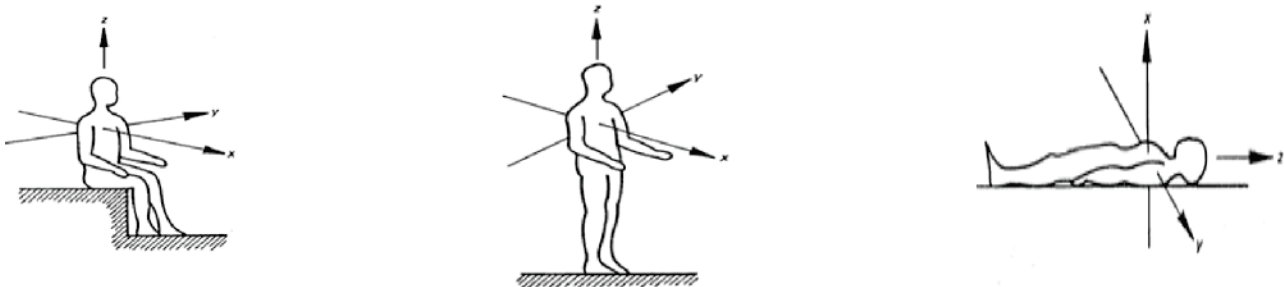
E essas combinações podem ser utilizadas para os estados limites reversíveis, ou seja, aqueles que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os

Tabela 2.2 – Frequência crítica para alguns casos específicos de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0–4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6–4,5

Fonte: ABNT NBR 6118:2007

Figura 3.1 – Eixos baricêntricos do corpo humano



Fonte: ISO 2631-1:1997

relacionados ao conforto dos usuários. Se conclui recomendando que em nenhum caso a frequência natural da estrutura do piso pode ser inferior a 3 Hz.”

Seguindo, apresentam-se procedimentos gerais que devem ser contemplados para o que essa norma admite como uma avaliação precisa. Estes, são transcritos a seguir; afirma-se que no caso de vibrações em pisos, na análise dinâmica devem ser considerados, minimamente, os critérios abaixo transcritos:

a) as características e a natureza das excitações dinâmicas,

como, por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;

b) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;

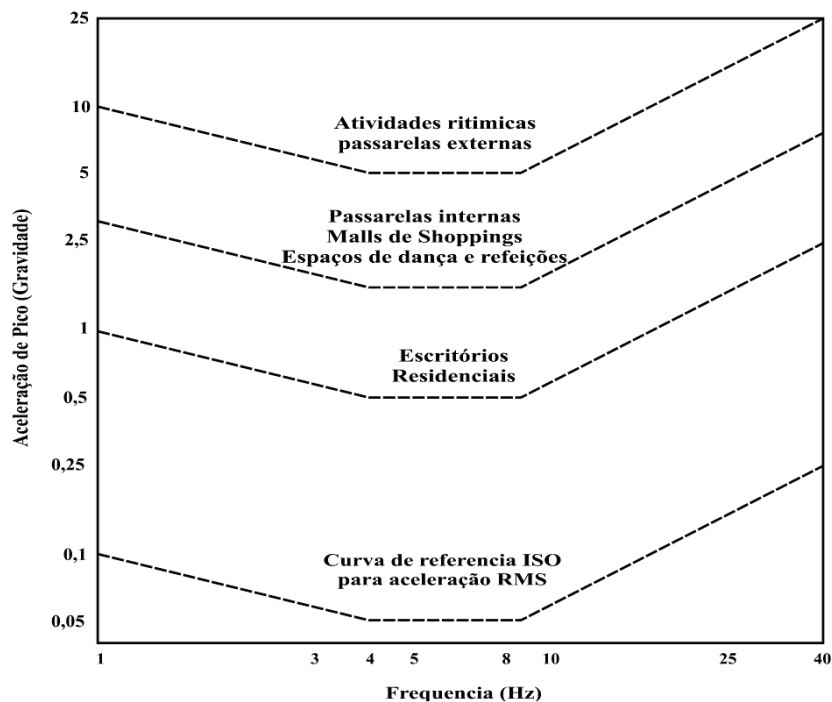
c) a frequência natural da estrutura do piso;

d) a razão de amortecimento modal;

e) os pesos efetivos do piso.

Finalizando, recomendam-se textos de origem internacional que podem interessar nesta análise, mais precisamente, no seu anexo S-4. (ABNT NBR 8800:2008)

Figura 3.2 – Picos de aceleração para o conforto ambiental devido às vibrações relativas às atividades humanas



Fonte: ASCI – Steel Design Guide Series N° 11 (1997)

3. A abordagem internacional

3.1 As Normas ISO 2631-1:1997 e 2631-2:2003

A norma internacional ISO 2631:1997/2003, consultada para subsidiar os argumentos deste artigo técnico, define os diversos métodos aplicáveis à medição dos níveis de vibrações periódicas, aleatórias e transientes possíveis de serem observadas no corpo humano em posições padronizadas como corpo em pé, sentado e deitado. Nesta situação, esta norma aborda os principais fatores que combinados podem determinar o nível de exposição às vibrações aceitáveis pelo homem.

Na Figura 3.1 são mostrados os eixos principais recomendados para medição dos efeitos das vibrações de acordo com o plano de entrada no corpo humano conforme a posição de interesse admitida para análise, segundo a norma em exame.

Essa norma recomenda que as medições sejam realizadas pelo tempo suficiente e necessário para garantir uma precisão estatística razoável, não havendo nenhuma restrição à sua duração. (ISO 2631-1:1997, ISO 2631-2:2003)

Eventualmente, na ocorrência de medições em períodos diversos com claras diferenças características entre si, deverão ser feitas análises separadas para cada período e relatados obrigatoriamente estes fatos, da mesma forma sendo indispensável que outros fatores sejam registrados, tais como a idade, o gênero, o porte e a capacidade física, etc, dos usuários.

Também, o AISC (“American Institute of Steel Construction”) considera o ábaco da Figura 3.2 com taxas de aceleração de pico de aceleração relacionadas à aceleração da gravidade onde pretende enquadrar os diversos tipos de utilização possíveis para os pavimentos quanto às vibrações devidas às atividades humanas. (MURRAY e all, 2003)

As áreas do ábaco da Figura 3.2 localizadas abaixo das linhas tracejadas correspondem aos limites máximos aceitáveis para as acelerações de pico correspondentes às respectivas descrições existentes sobre as mesmas, para as respectivas frequências naturais.

4. Os aspectos da análise

As normas brasileiras ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 8800:2008 não entram no mérito das formulações teóricas para desenvolver a análise dinâmica de problemas envolvendo as vi-

brações estruturais, seja qual for a sua origem, deixando a sugestão para que o engenheiro projetista pesquise o assunto na bibliografia pertinente.

Sabe-se que para se encontrar a resposta no campo da análise dinâmica das estruturas as análises podem ser realizadas tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. A análise dinâmica no domínio do tempo é mais indicada nos projetos estruturais, considerando-se que todo o trabalho é realizado somente com os recursos da matemática dos números reais, enquanto a análise no domínio da frequência faz-se uso dos números complexos, sem sentido prático para o profissional de engenharia. (FERREIRA, W.G, 2002)

5. A sequência teórica de cálculo

5.1 Considerações iniciais

A verificação manual das condições dinâmicas de uma laje de piso em particular, inicia-se pelo exame das características físicas da mesma a fim de melhor adequá-la a um modelo estrutural representativo quanto ao aspecto da análise estrutural.

A metodologia a seguir exposta está baseada nas recomendações do AISC (“American Institute of Steel Construction”) compiladas a partir de diversos artigos publicados e nas normas nacionais ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 8800:2008.

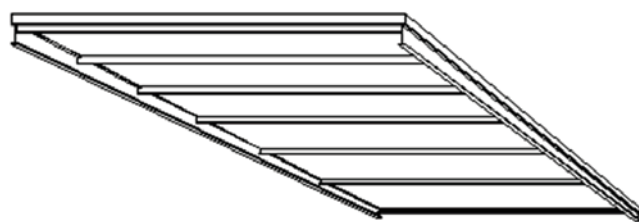
5.1.1 Laje de piso unidirecional

Neste caso, as vibrações ocorrem segundo uma única direção do piso podendo o modelo estrutural ser concebido como um sistema apoiado em uma só direção com vigas secundárias em perfis de aço ou treliçadas. Este caso aplica-se mais frequentemente aos projetos de passarelas destinadas ao tráfego de pedestres. São projetadas com uma laje de piso normalmente apoiada em vigas longitudinais apoiadas em suas extremidades como mostrado na Figura 5-1b.

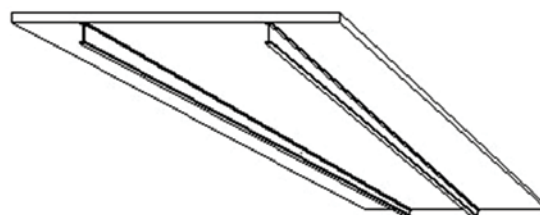
5.1.2 Laje de piso bi-direcional

Neste caso, as vibrações ocorrem segundo as duas direções do piso, sendo o modelo estrutural concebido como um sistema de piso apoiado nas duas direções, conforme a Figura-5.1a e apoiado segundo uma das alternativas seguintes:

Figura 5.1 – Modelos típicos para o projeto de pisos de edificações



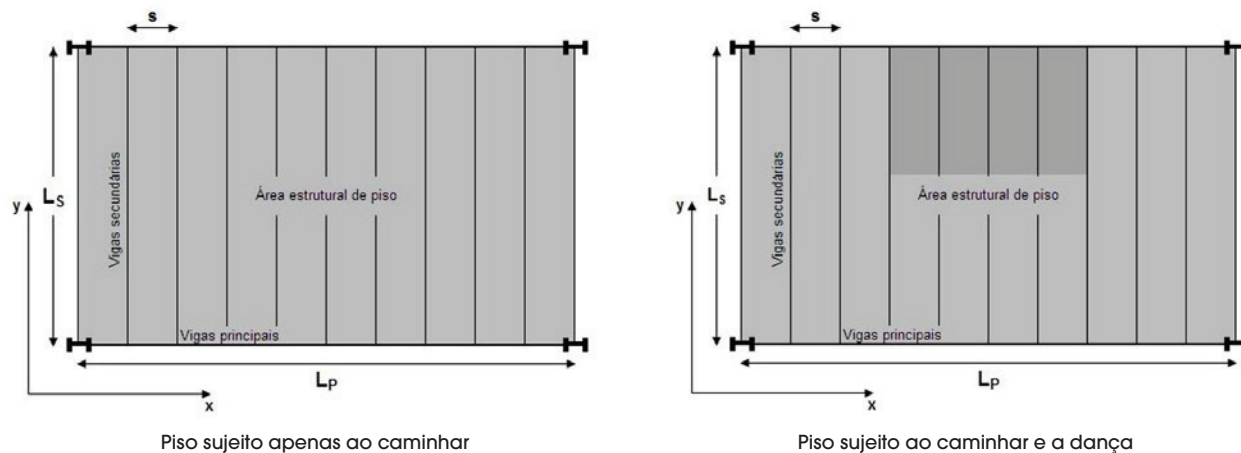
A Piso bidirecional apoiado sobre vigas mistas



B Piso unidirecional apoiado sobre vigas mistas - (Passarela)

Fonte: PRETTI (2012)

Figura 5.2 – Modelo estrutural de pisos sujeitos a ações dinâmicas devidas às atividades humanas



Fonte: PRETTI e FERREIRA (2012)

- Sobre vigas secundárias de almas cheias
- Sobre vigas secundárias treliçadas
- Sobre vigas principais de almas cheias
- Sobre vigas principais de almas vazadas
- Sobre paredes rígidas na direção principal

Esta solução é regularmente encontrada em projetos de pisos de edificações com múltiplos andares destinadas a atividades residenciais e/ou comerciais sujeitas a atividades devidas ao movimento das pessoas, tais como caminhar, pular e dançar. Dependendo da finalidade de seu uso, são projetados com uma laje normalmente apoiada em vigas secundárias transversais e estas por sua vez apoiadas em suas extremidades em vigas principais ou em paredes rígidas longitudinais. A Figura 5.1 mostra dois modelos básicos para análise.

5.2 Modelo estrutural

A laje de piso examinada neste artigo está especificada em planta como mostra a Figura 5.2, onde é possível identificar as diversas peças que formam o modelo. Nela estão indicados os eixos cartesianos segundo as direções das vigas de apoio secundárias e principais e o espaçamento entre as vigas secundárias.

As dimensões planas a considerar neste modelo estrutural da laje de piso são as seguintes:

Direção x – Dimensão principal L_P [m]

Espaçamento entre vigas s [m]

Direção y – Dimensão secundária L_S [m]

5.3 Especificações e cálculo preliminares

5.3.1 Altura efetiva da laje de piso

Laje maciça

Espessura da laje d_e [m]

Laje nervurada

Espessura da mesa d_m [m]

Altura da nervura d_n [m]

Altura efetiva $d_l = d_m + d_n$ [m]

Espessura média $d_e = d_m + \frac{d_n}{2}$ [m]

Centro de gravidade da laje y_{CG} [mm]

5.3.2 Perfis de aço

Direção principal (x)

Área da seção transversal A_x [mm²]

Inércia em relação o eixo x-x I_x [mm⁴]

Altura nominal do perfil d_x [mm]

Direção secundária (y)

Área da seção transversal A_y [mm²]

Inércia em relação o eixo x-x I_y [mm⁴]

Altura nominal do perfil ou treliça d_y [mm]

5.3.3 Módulos de elasticidade dos materiais

Módulo de elasticidade do concreto E_c [kN/m²]

Módulo de elasticidade do aço E_a [kN/m²]

5.3.4 Razão modular dinâmica para obtenção da seção secundária

A razão modular é uma relação estabelecida entre os módulos de elasticidade do concreto em relação ao módulo de elasticidade do aço para fins de homogeneização dos materiais obtenção da seção composta equivalente transformada em um só material, utilizada nos diversos cálculos. Neste estudo as seções são homogeneizadas em relação ao aço e a razão modular é dada por:

$$n = \frac{E_a}{1,35 E_c} \quad (5.1)$$

Onde $1,35 E_c$ refere-se ao módulo de elasticidade dinâmico do concreto. (MURRAY e alli, 2003)

5.3.5 Cargas de serviço por unidade de área do piso

As cargas normalmente atuantes sobre pisos podem ser classificadas como abaixo. Na eventualidade da ocorrência de outras cargas, elas também devem ser consideradas.

Cargas permanentes

- Peso próprio da laje de piso g_1 [kN/m²]
- Peso próprio da forma incorporada g_2 [kN/m²]
- Peso do acabamento sob a laje de piso g_3 [kN/m²]
- Peso do acabamento sobre a laje de piso g_4 [kN/m²]
- Peso de paredes sobre a laje de piso g_5 [kN/m²]
- Peso do perfil secundário por metro linear g_6 [kN/m]
- Peso do perfil principal por metro linear g_7 [kN/m]
- Peso de pessoas sobre a área do piso g_8 [kN/m²]

Cargas variáveis

- Peso de pessoas sobre a área do piso q_1 [kN/m²]
- Peso de móveis sobre a área do piso q_2 [kN/m²]
- Peso de divisórias sobre a área do piso q_3 [kN/m²]

5.4 Análise do piso segundo a direção secundária

Segundo este critério de análise o desenvolvimento dos cálculos ocorrerá primeiro privilegiando a verificação segundo a direção secundária do piso, em seguida dedicando-se à direção principal, para finalmente ser consolidado em uma etapa chamada de cálculos consolidados.

5.4.1 Largura colaborante da seção secundária

$$L_{colab} = s \tag{5.2}$$

5.4.2 Momento de inércia transformado da seção secundária por unidade de largura da laje de piso

$$D_{L_s} = \frac{d_e^3}{12n} \tag{5.3}$$

Nesta expressão o termo d_e quando a laje é maciça, iguala-se à altura efetiva da laje d_l e quando ela é nervurada, iguala-se à espessura média da mesma conforme definido no item 5.4.1.

5.4.3 Modo de vibração do painel na direção das vigas secundárias

Objetivando à verificação manual em uma laje de piso quanto à solicitação de cargas dinâmicas devida à ação de pessoas movimentando-se sobre a mesma, como caracterizado no item 5.3, nas situações devidas ao caminhar, somente os modos mais baixos são de interesse. Semelhantemente em outras situações tais como as devidas às cargas dinâmicas de mesma origem, mas com outras características, como as devidas às atividades aeróbicas, como saltos, dança e a prática de exercícios físicos também é suficiente se verificar somente as ocorrências correspondentes

ao primeiro, segundo e terceiro modos de vibração. (MURRAY e alli, 2003)

5.4.4 Posição da linha neutra na direção secundária

Neste roteiro de cálculo manual a posição da linha neutra da seção secundária obtida está referenciada à face inferior da mesa quando a laje de piso for nervurada e à face inferior da laje caso ela seja maciça. Em ambos os casos a laje encontra-se apoiada sobre os perfis de aço secundários. Para o caso em que o piso é uma laje nervurada ou mista em aço e concreto, a expressão a ser utilizada é a seguinte:

$$y_{sec} = \frac{A_y(d_n + y_{CG}) - \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\frac{d_m}{2}\right)}{A_y + \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_t} \tag{5.4}$$

Para o caso em que a laje de piso é maciça a expressão a ser utilizada é a seguinte:

$$y_{sec} = \frac{A_y y_{CG} - \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\frac{d_m}{2}\right)}{A_y + \left(\frac{L_{colab}}{2}\right)d_m} \tag{5.5}$$

A expressão 5.5 é um caso particular da expressão anterior 5.4, quando a nervura se anula. Observe-se que o valor calculado é positivo quando a posição da linha neutra está acima da referencia adotada, neste caso, a face inferior da mesa da laje, se nervurada ou mista em aço e concreto. A face inferior também é usada quando a laje for maciça. Caso contrário será negativo devendo o sinal ser considerado algebricamente nos cálculos.

5.4.5 Momento de inércia transformado I_s da seção secundária

Esse momento de inércia transformado da seção secundária do piso, ou momento de inércia composto, é calculado pela expressão 5.6, onde todos os termos já foram definidos anteriormente. Refere-se ao momento de inércia de uma seção composta por um perfil e a parte colaborante da laje de piso transformada em um único material, aqui adotado o aço.

$$I_{TS} = I_y + A_y(d_n + y_{CG} + h_a - \overline{y_{sec}})^2 + \left[\frac{\left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m^3}{12}\right] + \left(\frac{L_{colab}}{n}\right)d_m\left(\overline{y_{sec}} + \frac{d_m}{2}\right)^2 \tag{5.6}$$

Nesta fase do roteiro de cálculo é necessário considerar o tipo dos perfis que estão especificados para a direção secundária do piso. Dois casos podem ocorrer:

- Caso 1 – Vigas secundárias treliçadas de aço
 - Caso 2 – Vigas secundárias em perfis de alma cheia
- No caso 1 em que estes perfis sejam treliças simplesmente apoiadas sobre os banzos superiores das vigas de bordo na direção

principal, considerações adicionais devem ser admitidas a fim de se determinar o momento de inércia transformado efetivo na direção secundária. Neste caso, o momento de inércia efetiva é dado pela expressão seguinte:

$$I_{Efet} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{banzos}} + \frac{1}{I_{TS}}} \quad (5.7)$$

Nesta expressão o termo γ é calculado como segue:

$$\gamma = \frac{1}{C_T} - 1 \quad (5.8)$$

Para a determinação do termo C_T faz-se necessário avaliar a relação L_s/d em que L_s é o vão na direção secundária e d é a altura das treliças de apoio da laje de piso na mesma direção, em função das seções dos materiais constituintes dos banzos das treliças.

Hipótese 1:

Nas treliças formadas por banzos constituídos com cantoneiras simples ou duplas, o termo C_T é calculado pela expressão:

$$C_T = 0,90 \left(1 - e^{-0,28 \left(\frac{L_s}{d} \right)^{2,8}} \right) \text{ para } 6 \leq \frac{L_s}{d} \leq 24 \quad (5.9)$$

Hipótese 2:

As treliças metálicas sendo formadas por banzos constituídos com barras de aço redondas simples, o termo C_T é calculado pela expressão:

$$C_T = 0,721 + 0,00725 \left(\frac{L_s}{d} \right) \text{ para } 10 \leq \frac{L_s}{d} \leq 24 \quad (5.10)$$

Se esses perfis de aço são alma cheia, soldados ou parafusados diretamente às almas das vigas principais do piso, este momento de inércia transformado é considerado como sendo o momento de inércia transformado efetivo não havendo necessidade de cálculos adicionais como na expressão 5.7. Neste caso, termo $C_T = 1$.

5.4.6 Cargas atuantes sobre as seções compostas secundárias

Com base na ABNT NBR 6118:2007, a combinação de cargas atuantes a considerar nos cálculos é obtida com a aplicação direta da expressão 5.11 onde é admitido que tais cargas revestem-se do caráter de atuação frequente. Cargas com esta característica são aquelas que se comportam conforme definição normativa constante da seção 2.2 anterior. A ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1 F_{qk,1}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\Psi_2 F_{qk}$. Nestas condições a combinação de cargas para verificação do estado limite quanto às vibrações excessi-

vas recomendadas pela ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 8800:2008 é a que segue:

$$F_{d, serv} = \sum_{i=1}^m F_{gk,i} + \Psi_1 F_{qk,1} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2,j} F_{qk,j}) \quad (5.11)$$

5.4.7 Flecha devida à carga estática no meio do vão secundário

A deformação devida à carga estática na direção secundária correspondente a seção homogeneizada na direção do eixo cartesiano, \mathcal{Y} , na Figura 5.2, é calculada para a condição em que os apoios são rótulas livres da ação de momentos fletores, dada pela expressão seguinte:

$$\Delta_s = \frac{5 \cdot F_{s, serv} \cdot L_s}{384 E_a I_{Efet}} \quad (5.12)$$

5.4.8 Frequência natural na direção secundária

É conveniente que a frequência natural na direção secundária seja calculada e explicitada visto que poderá auxiliar na eventualidade em que seja necessário se fazer alguma alteração pontual nas peças da estrutura a fim de alcançar o resultado final favorável quanto ao aspecto da verificação das vibrações. É recomendado o cálculo ainda porque a verificação quanto às vibrações nos moldes estruturados neste estudo é linear com o pressuposto de superposição das ações solicitantes.

Esta verificação intermediária permite que o sistema estrutural proposto seja verificado já neste instante quanto ao disposto nos itens 23.1 da ABNT NBR 6118:2007, L.1.2 e L.3.3 da ABNT NBR 8800:2008. A ABNT NBR 6118:2007 determina que $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$, onde a frequência crítica ou de excitação é obtida na Tabela 5.1, devendo-se considerar ainda que a ABNT NBR 8800:2008 recomenda que esta frequência natural seja sempre superior a 3 Hz. É conveniente que estes limites normativos sejam atendidos simultaneamente.

Tabela 5.1 – Frequência crítica para alguns casos específicos de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0–4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6–4,5

Fonte: ABNT NBR 6118:2007

Assim, a frequência natural na direção secundária é calculada por:

$$f_{natSec} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_s}} \quad (5.13)$$

Na eventualidade em que esta frequência natural não atenda à recomendação normativa nesta fase, o sistema estrutural modelado pode ser revisto, seja na seção das vigas, seja na seção da laje de piso, ou em ambas, conforme o interesse e possibilidade permitida pelas especificações de projeto, adequando-o.

5.4.9 Momento de inércia transformada da seção secundária por viga

Este é dado por:

$$D_s = \frac{I_{Ejet}}{s} \quad (5.14)$$

Onde, s , refere-se às distâncias entre as vigas secundárias do piso, como definido na Figura 5.2.

5.4.10 Carga atuante na seção secundária

O cálculo da carga solicitante na direção secundária (direção y) do modelo estrutural da Figura 5.2 é feito pela expressão:

$$W_s = k \left(\frac{F_{d,s,svm}}{s} \right) B_s L_s \quad (5.15)$$

Nesta expressão, a constante k assume valores diferentes conforme a condição de contorno da laje de piso, especificando-se $k = 1,0$ quando a laje é simplesmente apoiada na direção secundária (caso de vigas secundárias treliçadas apoiadas sobre a mesa superior) e $k = 1,5$ quando se trata de laje contínua, na direção examinada (caso de perfis de aço soldados ou parafusados nas almas das vigas principais do piso).

Na expressão 5.15, o termo B_s correspondente à largura efetiva de cálculo do piso na direção secundária e é dado por:

$$B_s = C_s \left(\frac{D_{LS}}{D_{VS}} \right)^{1/4} L_s \quad B_s \leq \frac{2}{3} L_s \quad (5.16)$$

O valor de B_s adotado será o menor dos valores obtidos nas expressões 5.16. Na primeira expressão apenas o termo C_s ainda é desconhecido sendo arbitrado em função da posição do piso no pavimento, como segue:

$C_s = 1$, quando tratar-se de um piso na borda do pavimento.
 $C_s = 2$, para todos os demais casos.

5.5 Análise do piso na direção principal

Nesta seção serão exibidos os cálculos relativos à verificação dinâmica do piso segundo a sua direção principal.

5.5.1 Largura colaborante da seção principal

A determinação da largura colaborante da laje L_{col} na direção das vigas principais é determinada como segue:

$$L_{Colab} = 0,4L_s \quad \text{se } 0,4L_p < L_s \quad \text{ou} \\ L_{Colab} = \frac{L_s}{2} \quad \text{se } 0,4L_p > L_s \quad (5.17)$$

5.5.2 Posição da linha neutra da seção principal

A posição da linha neutra da seção mista formada pela viga e laje apoiada é dada pela expressão seguinte:

$$y_p = \frac{A_p \left(\frac{d_n}{2} + h_{apoio} + y_{CG_{prim}} \right) - \left(\frac{L_{ColabP}}{n} \right) \left(d_m + \frac{d_n}{2} \right)}{A_p + \left(\frac{L_{ColabP}}{n} \right) \left(d_m + \frac{d_n}{2} \right)} \quad (5.18)$$

O valor calculado é positivo quando a posição da linha neutra está abaixo da referencia adotada, nesse caso, a face inferior da mesa da laje nervurada e mista aço e concreto e a face inferior da laje maciça. Caso contrário será negativo.

5.5.3 Momento de inércia transformado I_{TP} da seção principal

A determinação do momento de inércia transformado da seção na direção principal do sistema estrutural, então, é efetuada com a seguinte expressão:

$$I_{TP} = I_p + A_p \left(\frac{d_n}{2} + h_{apoio} + \bar{y}_{CGP} + \bar{y}_{LN,P} \right)^2 + \left\{ \frac{\left[\frac{L_{Colab}}{n} \right] (d_e)^3}{12} \right\} + \left(\frac{L_{Colab}}{n} \right) (d_e) \left[y_{LNPrim} + \frac{(d_e)}{2} \right]^2 \quad (5.19)$$

Quando as vigas secundárias são treliçadas e simplesmente apoiadas sobre as vigas principais a rigidez reduzida nas vigas principais deve ser considerada devido à flexibilidade que ocorre nestes apoios. Assim o momento de inércia transformada é calculado com a seguinte expressão:

$$I_{TPRe d} = I_p + \frac{(I_{TP} - I_p)}{4} \quad (5.20)$$

5.5.4 Cargas atuantes sobre as seções compostas principais

As cargas atuantes sobre a laje e vigas secundárias são transferidas para as vigas principais através da expressão que segue:

$$F_{d,P} = L_S \cdot \left(\frac{F_{d, Serv}}{L_{Colab}} \right) + g_4 \quad (5.21)$$

5.5.5 Flecha devida à carga estática no meio do vão principal

A flecha devida à carga estática na direção principal, correspondente à seção homogeneizada na direção do eixo cartesiano, x , na Figura 5.2, é calculada para a condição em que os apoios são rótulas e admitidos como livres da ação de momentos fletores. Esta flecha é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta_P = \frac{5F_{d,P} L_P}{384 E_a I_{TP, Red}} \quad (5.22)$$

Note-se que a carga utilizada $F_{d,P}$ na expressão 5.22 para obtenção da flecha no centro das vigas principais é a carga nominal, isto é, não está majorada por coeficientes de ponderação, conforme recomendado nas normas nacionais. Importante também é observar que o termo $I_{TP, Red}$ correspondente ao momento de inércia reduzida somente ocorrerá quando as vigas secundárias estiverem simplesmente apoiadas nas vigas principais como ocorre com treliças. Não ocorrendo este tipo de vínculo, este termo é substituído pelo momento de inércia transformado I_{TP} calculado pela expressão 5.19.

5.5.6 Frequência natural na direção principal

Como no cálculo da frequência natural na direção secundária, neste instante também é conveniente que a frequência natural na direção principal do sistema em análise seja calculada e explicitada, mesmo não sendo de interesse para a verificação final do piso quanto ao aspecto das vibrações. Além disso, esta explicitação, nesta fase da análise, é recomendada porque a verificação quanto às vibrações nos moldes estruturados neste estudo é linear como afirmado anteriormente.

Essa verificação intermediária permite que seja constatada já nesta fase da análise se o sistema estrutural na direção principal atende ao item 23 da ABNT NBR 6118:2003, em que a relação $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$ deve ser observada, conforme a finalidade de utilização especificada na Tabela 5.1, anteriormente apresentada.

$$f_{nat Pr in} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_P}} \quad (5.23)$$

Se eventualmente esta frequência natural não atender ao disposto nas normas, o sistema estrutural modelado pode ser revisado alterando-se a seção das vigas principais ou a seção da laje de

piso, ou em ambas, conforme o interesse e possibilidade de projeto adequando-o à recomendação normativa.

Momento de inércia transformado por unidade de comprimento na direção principal

5.5.7 O momento de inércia transformado da laje na direção principal

D_P é calculado como segue:

$$D_P = \frac{I_{TP}}{L_S} \quad (5.24)$$

5.5.7 Largura de cálculo do piso na direção principal

A largura de cálculo da laje de piso na direção principal a ser adotada B_P é calculada como segue:

$$B_P = C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_S \quad (5.25)$$

Nessa expressão, o termo C_P é função das condições de vinculação das vigas secundárias nas vigas principais assumindo o valor 1,60 quando as vigas secundárias se apoiam sobre as mesas das vigas principais como, por exemplo, quando ocorre a especificação de treliças na direção secundária. Quando as vigas secundárias são ligadas diretamente às almas das vigas principais como, por exemplo, quando ocorre a especificação de vigas de aço de alma cheia, o termo C_P assume o valor 1,80.

$$W_P = \frac{F_{d,P}}{L_S} B_P L_P \quad (5.26)$$

Todos os termos da expressão 5.26 já foram definidos anteriormente e são conhecidos a partir das especificações nos itens 5.3 e 5.5.4, exceto B_P , correspondente à largura de cálculo do piso, a ser considerado conforme as seguintes condições:

$$B_P = C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P \quad \text{quando} \quad C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P \leq \frac{2}{3} L_S$$

$$B_P = \frac{2}{3} L_S \quad \text{se} \quad C_P \left(\frac{D_S}{D_P} \right)^{1/4} L_P > \frac{2}{3} L_S \quad (5.27)$$

5.6 Análise combinada do piso nas duas direções

Com a análise desenvolvida completamente em ambas as direções do sistema de piso proposto conforme a Figura 5.2, torna-se possível realizar os cálculos finais admitindo-se a superposição

dos efeitos e procedendo conforme as rotinas mostradas adiante. As ações e efeitos agora serão definidos como combinados e se referem ao sistema como um conjunto estrutural apoiado nas duas direções.

5.6.1 Frequência natural combinada

A frequência natural combinada para o sistema de piso proposto é calculada pela expressão:

$$f_{nat.Comb} = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_S + \Delta_P}} \tag{5.28}$$

5.6.2 Cálculo da carga atuante combinada sobre o sistema

A carga total atuante combinada para o sistema proposto é calculada pela expressão:

$$W_{Comb} = \left(\frac{\Delta_S}{\Delta_S + \Delta_P} \right) W_S + \left(\frac{\Delta_P}{\Delta_S + \Delta_P} \right) W_P \tag{5.29}$$

5.6.3 Resposta devida à ação do caminhar das pessoas

Com a sequência de cálculos desenvolvidos até aqui, fica-se apto a obter a resposta dinâmica do sistema estrutural do piso devida ao caminhar das pessoas. Para tanto, essa resposta será obtida em termos da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade com a aplicação da expressão 5.29, válida apenas para ações dinâmicas devidas ao caminhar das pessoas. (MURRAY e alli, 2003)

Na expressão 5.30 a carga P_0 e o fator de amortecimento β , de acordo com este critério de cálculo da resposta dinâmica devida ao caminhar das pessoas, são obtidos na Tabela 5.2, conforme o tipo de utilização do piso em análise.

A resposta dinâmica do piso devida ao caminhar das pessoas é obtida pela expressão 5.30 a seguir:

$$\frac{a_{pico}}{g} = \frac{P_0 e^{-0,35 f_{nat.Comb}}}{\beta W_{Comb}} \tag{5.30}$$

Este resultado assim calculado deve ser comparado com os valores recomendados na última coluna da Tabela 5.2 para conclusão da análise.

Os valores percentuais obtidos para a relação a_{pico}/g na expressão 5.30 também podem ser comparados com os valores limites para estes percentuais de acelerações de pico aceitáveis e definidos para cada caso de utilização dos pisos em função da atividade humana considerada ajustada em relação à curva base da ISO 2631-1:1997 como mostrado na Figura 3.2.

5.6.4 Resposta devida às ações aeróbicas das pessoas

A análise quanto às ações aeróbicas aproveita a sequência de cálculos anteriormente mostrada até onde é calculada a frequência natural combinada na sub-seção 5.6.1. Com esta frequência natural calculada é possível realizar uma primeira aproximação quanto à aceitabilidade do piso para atividades aeróbicas utilizando-se a Tabela 5.3 de acordo com a atividade aeróbica listada na primeira coluna.

A frequência natural calculada de acordo com a seção 5.6.1 deve ser comparada com a frequência natural mínima requerida na Tabela 5.3 interpolando-se, quando necessário, para a sua obtenção de acordo com as características do piso em análise em relação aos especificados nesta Tabela 5.3. Essa frequência natural calculada sendo inferior à frequência natural mínima requerida tabelada indica que o piso não pode ser aceito passando-se então para uma segunda análise, agora, utilizando-se a expressão seguinte:

$$f_{nat.Comb} \geq (f_{nat})_{req} = f \sqrt{1 + \frac{k}{a_{pico}} \frac{\alpha_i \cdot W_p}{w_i}} \tag{5.31}$$

Tabela 5.2 – Valores recomendados para os parâmetros da equação 5.30 e limites de (a_{pico}/g) devido ao caminhar

Tipo de uso do piso	Força constante (P ₀) (kN)	Amortecimento (β)	Aceleração de pico/Gravidade (a _{pico} /g)x100%
Escritórios, residências e igrejas sem paredes, forros ou estrados (decks)	0,29	0,02	0,50%
Escritórios, residências e igrejas com divisórias removíveis e componentes não estruturais	0,29	0,03	0,50%
Escritórios com divisórias, paredes entre pisos	0,29	0,05	0,50%
Shoppings centers e centros comerciais	0,29	0,02	1,50%
Passarelas internas	0,41	0,01	1,50%
Passarelas externas	0,41	0,01	5,00%

Fonte: MURRAY, ALLEN e UNGAR (2003) – Adaptação

Tabela 5.3 – Aplicação da equação 5.31 para atividades rítmicas

Atividade Aceleração de pico limite Tipo de construção	Frequência de excitação ⁽¹⁾ (Hz) (f)	Peso dos usuários (kN/m ²) (w _p)	Peso total (kN/m ²) (w _t)	Frequência natural mínima requerida ⁽³⁾ (H _n)
Espaço de dança em restaurante				
Taxa de aceleração – $a_0/g = 0,02$	3,00	0,6	5,6	6,4
Pavimento pesado – 5.0 kN/m ²	3,00	0,6	3,1	8,1
Pavimento leve – 2.5 kN/m ²				
Concertos e eventos esportivos				
Taxa de aceleração – $a_0/g = 0,05$	5,00	1,5	6,5	5,9 ⁽²⁾
Pavimento pesado – 5.0 kN/m ²	5,00	1,5	4,0	6,4 ⁽²⁾
Pavimento leve – 2.5 kN/m ²				
Exercícios aeróbicos somente				
Taxa de aceleração – $a_0/g = 0,06$	8,25	4,2	5,2	8,8 ⁽²⁾
Pavimento pesado – 5.0 kN/m ²	8,25	4,2	2,7	9,2 ⁽²⁾
Pavimento leve – 2.5 kN/m ²				
Saltar, pular, levantar peso				
Taxa de aceleração – $a_0/g = 0,02$	8,25	2,5	5,12	9,2 ⁽²⁾
Pavimento pesado – 5.0 kN/m ²	5,00	2,5	2,62	10,6 ⁽²⁾
Pavimento leve – 2.5 kN/m ²				
Notas: (1) - A equação 5.31 é fornecida para todos os harmônicos listados na Tabela 5.4 onde a frequência de excitação que governa o movimento é mostrada (2) - Pode ser reduzido se de acordo com a equação 5.33 o produto do amortecimento pela massa for suficiente para reduzir a ressonância do 2º e 3º harmônicos para um nível aceitável (3) - Valores calculados a partir da equação 5.31				
Fonte: MURRAY, ALLEN & UNGAR (2003)				

Tabela 5.4 – Estimativa de carregamento para eventos rítmicos

Atividade	Frequência de excitação (Hz) (f)	Peso dos usuários (*) (kN/m ²) (w _p)	Coefficiente dinâmico (α _r)	Carga dinâmica (kN/m ²) (α _r w _p)
Dança				
1º harmônico	1,50–3,00	0,60	0,50	0,300
Concerto ao vivo				
1º harmônico	1,50–3,00	1,50	0,25	0,400
2º harmônico	3,00–5,00	1,50	0,05	0,075
Eventos esportivos				
1º harmônico	1,50–3,00	1,50	0,25	0,400
2º harmônico	3,00–5,00	1,50	0,05	0,075
Exercícios - Saltar e pular				
1º harmônico	2,00–2,75	0,20	1,50	0,300
2º harmônico	4,00–5,50	0,20	0,60	0,120
3º harmônico	6,00–8,25	0,20	1,00	0,020
Nota: (*) – Os valores acima estão baseados na densidade máxima de ocupação para as áreas comumente encontradas. Em condições especiais estas densidades podem variar para mais, devendo ser calculadas nestes casos.				
Fonte: MURRAY, ALLEN & UNGAR (2003)				

Nesta expressão, os termos são definidos como segue:

f_{nat} – Frequência natural do sistema de piso em análise

$(f_{nat})_{req}$ – Frequência natural mínima requerida em cada frequência forçada

f – Frequência de excitação conforme Tabela 5.4, $f = i \cdot f_{Passo}$

f_{Passo} – Frequência de passo da atividade

i – Harmônico em análise conforme Tabela 5.4

k – Constante função do tipo de utilização do piso

Salão de dança = 1,30

Concerto ao vivo = 1,70

Eventos esportivos = 1,70

Atividades aeróbicas = 2,00

α – Coeficiente dinâmico conforme Tabela 5.4

a_{pico}/g – Percentual da aceleração de pico / aceleração da gravidade

w_p – Peso por unidade de área dos participantes distribuídos no piso

w_t – Peso total por unidade de área dos participantes e do piso

Nota importante:

As parcelas referentes aos pesos w_p e w_t , devem ser consideradas em toda a área do sistema estrutural do piso em exame. A expressão 5.31 deve ser usada para todos harmônicos listados na Tabela 5.4, substituindo-se os termos da mesma de acordo com a atividade aeróbica sob a qual o piso está submetido.

De acordo com o critério exposto, a razão percentual da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade pode ser calculada pelas expressões apresentadas a seguir, conforme o caso. Da mesma forma como exposto no item 5.6.4 os níveis aceitáveis máximos para a razão entre aceleração de pico em relação à gravidade encontram-se exibidos no ábaco da Figura 3.2.

Caso 1:

Na ressonância, situação em que ocorre a soma das energias da vibração natural do sistema com a da vibração forçada no momento em que elas são iguais, $f_{nat.Comb} = f$, a expressão 5.31 pode ser rearranjada para o seguinte formato:

$$\frac{a_{pico}}{g} = \frac{1,30 \alpha_i w_p}{2\beta w_t} \tag{5.32}$$

Nessa expressão β representa a taxa de amortecimento do sistema estrutural. O resultado da expressão 5.32 deve ser inferior à razão percentual da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade especificada na primeira coluna da Tabela 5.3, logo abaixo da destinação de uso do piso.

Caso 2:

Fora da ressonância, situação em que $f_{Nat.Comb} \geq 1,2f$, e a expressão 5.30 se transforma em:

$$\frac{a_{pico}}{g} = \frac{1,30 \alpha_i w_p}{\left(\frac{f_{nat}}{f_{for}}\right)^2 - 1} w_t \tag{5.33}$$

Finalizando, quando a frequência harmônica de excitação $f = i f_{passo}$, onde i representa o harmônico de interesse, é igual ou se mostra muito próxima da frequência natural f_{nat} do sistema estrutural de piso, a sua aceleração percentual da aceleração de pico em relação à gravidade deve ser calculada pela expressão 5.31. Nos casos em que os harmônicos mais baixos apresentam-se com níveis de frequências de excitação afastadas da frequência natural, a relação da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade deve ser calculada pela expressão 5.33 para o harmônico de interesse.

6. Aplicação numérica

Exemplificando-se estas informações numericamente, supõe-se uma laje de piso inicialmente destinada a escritórios para a qual se deseja verificar a sua aceitabilidade em um primeiro momento quando submetida ao caminhar dos usuários e em um segundo momento, devido à mudança de uso, quando submetidas a cargas aeróbicas devido ao acréscimo de uma pista de dança. Essa laje de piso, por suas características de uso iniciais é enquadrada na primeira linha da Tabela 5.2 para fins de obtenção das primeiras informações necessárias aos cálculos e na Tabela 5.3 na análise final.

A Tabela 5.5 apresenta os dados de entrada do exemplo numérico para a verificação do piso conforme representado na Figura 5.2. Então, fazendo-se as substituições desses valores iniciais adequadamente nas respectivas expressões mostradas anteriormente conforme o roteiro mostrado chega-se ao valor do percentual

da aceleração de pico em relação à gravidade a_{pico}/g de cálculo.

Obtidos estes valores, faz-se a comparação dos valores calculados

com os valores limites a_{pico}/g recomendados na Tabela 5.2. Se

a_{pico}/g calculado for inferior ao valor equivalente tabelado conclui-se

que para os dados iniciais propostos a laje de piso exemplificada satisfaz às condições mínimas capazes de evitar os efeitos danosos das vibrações. Caso contrário não satisfaz a esta condição.

No caso presente, o piso como especificado inicialmente, atenderia à verificação quanto ao caminhar e não atenderia na hipótese em que lhe fosse acrescida uma pista de dança.

Na verificação dinâmica do piso ao caminhar, a taxa da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade alcançaria a 0,31%, valor inferior ao limite máximo de 0,50% (Tabela 5.2) aceitável. Na verificação quanto à prática de dança na pista adicionada ao mesmo a taxa da aceleração de pico em relação à aceleração da gravidade alcançaria a 4,13% inferior ao limite de 5,00% (Tabela 5.3) aceitável, mas a frequência natural mínima aceitável ficaria abaixo do limite mínimo requerido de 10,84 Hz calculado pela expressão 5.31, alcançando apenas o valor de 10,46 Hz.

Portanto o piso, na hipótese do acréscimo de uma pista de dança necessitaria de intervenção técnica para adequação da frequência natural calculada pela expressão 5.28 à frequência natural mínima requerida aceitável obtida com expressão 5.31.

7. Conclusão

Pela norma ABNT NBR 6118:2007, a análise dinâmica para a

Tabela 5.5 – Dados de entrada do exemplo numérico

Descrição	Unidade	Laje	Perfis na direção	
			Secundária	Principal
Tipo	–	Mista	W460x60	W460x60
Dimensão na direção secundária	cm	800	800	800
Dimensão na direção principal	cm	800	800	800
Altura da mesa da laje de piso	mm	70	–	–
Altura das nervuras da laje de piso	mm	50	–	–
Resistência característica do concreto	MPa	25	–	–
Módulo de elasticidade do concreto	GPa	28	–	–
Módulo de elasticidade dos perfis de aço	GPa	–	200	200
Carga variável sobre o piso	kN/m ²	0,70	–	–
Carga permanente sobre o piso	kN/m ²	4,36	–	–
Distância entre eixos dos perfis	mm	–	3000	8000
Massa por metro linear dos perfis de aço	kg	–	60	60
Área da seção transversal dos perfis de aço	mm ²	–	7.620	7.620
Momento de inércia dos perfis de aço	mm ⁴	–	256,52x10 ⁶	256,52x10 ⁶

Fonte: PRETTI – Autor

peça estrutural examinada neste artigo, estaria atendida tão somente com o cálculo de suas frequências naturais e consequente comparação destes resultados com as respectivas frequências críticas mostradas na Tabela 2.2 satisfazendo a desigualdade $f_{nat} > 1,2 f_{crit}$ e aos deslocamentos máximos aceitáveis recomendados na Tabela 2.1 devendo as duas condições serem atendidas simultaneamente.

A norma ABNT NBR 8800:2008 enumera alguns critérios mínimos a considerar sem, entretanto, detalhá-los numericamente sugerindo textos de origem internacional para fins de consulta e enquadramento da análise dinâmica em exame.

Este artigo expõe o desenvolvimento dos cálculos relativos à análise dinâmica de um piso possibilitando a análise em duas situações e obtendo-se as respostas dinâmicas quando submetido às ações devidas às atividades humanas devidas ao caminhar e a atividades aeróbicas tais como dançar. Para as demais atividades aeróbicas listadas nas Tabelas 5.3 e 5.4 o procedimento é o mesmo.

É sistematizado o desenvolvimento teórico para aplicação imediata tornando possível a aplicação manual ou com auxílio de sistemas computacionais mais simples, permitindo assim atender às necessidades mais imediatas e expeditas de forma segura dos profissionais envolvidos neste tipo de análise.

Finaliza-se sugerindo valores numéricos que podem ser substituídos na sequência de fórmulas e considerações teóricas apresentadas tornando possível a análise final quanto aos diversos aspectos de interesse envolvidos na análise dinâmica de pisos tais como o tipo de ocupação, a carga humana de excitação, a razão de amortecimento e o percentual de aceleração limite aceitável conforme a literatura internacional, além de atender às recomendações normativas brasileiras.

Comparam-se os valores calculados com os valores tabelados na análise final quanto à aceitação do piso em relação às vibrações

ocasionadas pelo caminhar. Verifica-se se os valores calculados situam-se abaixo dos limites especificados na Tabela 5.2 e 5.3 conforme a respectiva utilização especificada para o piso.

Observa-se com esta sequência de cálculos relativamente simples que é possível conduzir rápida e eficientemente a análise de pisos quanto às vibrações devido às atividades humanas a que estejam sujeitos em função de suas diversas e possíveis utilizações, tornando possível a tomada de decisões técnicas rápidas e capazes de orientar a necessidade de análises mais elaboradas, orientando eventuais intervenções físicas preliminares e imediatas nas peças estruturais examinadas para fins de mitigação quanto às vibrações induzidas pelos usuários.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, CAPES, e FAPES pelo apoio recebido para a realização deste estudo.

9. Referências

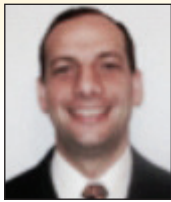
- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORNAS TÉCNICAS – ABNT. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento. ABNT NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2007
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORNAS TÉCNICAS – ABNT. Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Procedimento. ABNT NBR 8800. Rio de Janeiro: ABNT, 2008
- [03] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION – ISO – Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Wholebody Vibration – Part 1: Vibration in Buildings (1 Hz to 80 Hz) – ISO 2631:1 – 2ª Ed – 05/01/1997
- [04] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION

– ISO – Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of Human Exposure to Wholebody Vibration – Part 2: Vibration in Buildings (1 Hz to 80 Hz) – ISO 2631:2 - 2ª Ed – 04/01/2003

- [05] MURRAY, T.M; ALLEN, D.A; UNGAR, E.E. Floor Vibrations Due to Human Activity – Steel Design Guide Series 11 – 2º Ed – Chicago: AISC – American Institute of Steel Construction Inc., 2003.
- [06] FERREIRA, W.G; Análise Dinâmica no Domínio da Frequência de Sistemas Estruturais, 1ed. Vitória, ES, Editora Enfoque Comunicação e Marketing Ltda, 2002.

Adherence comparison of concrete with unprotected steel and hot galvanized steel

Comparativo da aderência do concreto com aço sem proteção e o aço galvanizado a quente



B.F. TUTIKIAN^a
bftutikian@unisinis.br

T. HILGERT^a
hilgert_thai@hotmail.com

J.J. HOWLAND^b
jhalbear@civil.cujae.edu.cu

Abstract

Increasing the service life of structures is of great importance for civil construction, either because of economic aspects or security ones to the users. Corrosion of reinforcement is one of the most recurring problems, especially in environments with high chloride content. One of the most effective alternatives to protect reinforcement against corrosion is the hot-dip galvanizing of steel bars, with the addition of a zinc coating that is consumed before steel entering in reaction, extending the service life of the structure. Nevertheless, this layer of zinc should not affect the adherence of rebars with concrete. In this paper, it was investigated this connection, establishing comparisons to unprotected reinforcement, with the analysis of three bar diameters, 8, 12.5 and 16mm through the bending test of beams, the procedure of Rilem, 1978 [1]. After statistical analysis, it was observed that there was no significant loss of adherence in any of the diameters, showing that the adherence between the concrete and the hot-dip galvanized steel is not lower than the steel without protection for these materials.

Keywords: corrosion of reinforcement; hot-dip galvanization; adherence; bending test.

Resumo

O aumento da vida útil de estruturas é de grande importância para a construção civil, seja por aspectos econômicos quanto de segurança aos usuários. A corrosão de armaduras é um dos problemas mais recorrentes, principalmente em ambientes com alto teor de cloretos. Uma das alternativas mais eficientes para proteger as armaduras contra a corrosão é a galvanização a quente das barras de aço, com a incorporação de uma camada de zinco que será consumida antes do aço entrar em reação, prolongando a vida útil da estrutura. Porém, esta camada de zinco não deve prejudicar a aderência das barras de aço com o concreto. Neste trabalho, foi investigada esta relação, comparativamente com a armadura sem proteção, com a análise de três diâmetros de barras, 8, 12,5 e 16mm, através de ensaio de flexão em viga, com o procedimento da Rilem, de 1978 [1]. Observou-se que não houve perda de aderência significativa em nenhum dos diâmetros, após análise estatística, mostrando que a aderência entre o concreto e o aço galvanizado a quente não é inferior do que com os aços sem proteção, para estes materiais.

Palavras-chave: corrosão de armaduras; galvanização a quente; aderência; ensaio de flexão.

^a ITT Performance, UNISINOS. São Leopoldo, RS, Brasil;

^b Instituto Superior Politécnico "Jose Antonio Echeverría", CUJAE / ISPJAE, Marianao, La Havana, Cuba.

1. Introduction

According to ABNT NBR 15575:2013 [2], the service life of reinforced concrete in Brazil, for residential purposes, must be at least 50 years on the minimum level, or 75 years on upper levels. On the other hand, BS 7543:2003 [3] stipulates 120 years of service life for works of art, such as bridges and viaducts and 60 years for new buildings and reformation of public buildings. Achieving these values is no easy task, especially if the maintenance process is not efficient.

The corrosion of rebars is one of the most recurrent pathological signs in steel-reinforced concrete structures, especially those exposed to aggressive agents throughout its service life, such as chlorides and carbon dioxide, found in abundance in large cities and on the coast.

According to Gonçalves, Andrade and Castellote (2003) [4], to protect the reinforced concrete structures it is possible to use the direct protection (on steel) and the indirect protection (on the concrete). The direct protection is more efficient because it protects the rebars directly. Among the types of direct protection exists the impressed current cathodic system, the cathodic galvanic type, the physical barrier and the galvanic barrier. The first two have the disadvantage of requiring constant maintenance and the operation may be complex depending on the aggressiveness of the exposure environment. On the other hand, the physical barrier demands skilled labor force and it is preferably used in specific situations, due to the labor force required. For broader and more effective response, there is the galvanic barrier produced by hot-dip galvanizing of steel bars. Figure 1 shows the options for the direct protection.

The hot-dip galvanized steel has great durability and that is the reason why its application in the market grows increasingly. Widely used in metal structures, it can also be an option for reinforced concrete structures (Baltazar-Zamora et al., 2012 [5]). The galvanization brings many advantages that go beyond the increasing of service life, such as reducing the risks of cracks caused by the steel expansion during the corrosion process, the rust stains and degradation of the concrete, due to a lower frequency and magnitude of the concrete repairs. Therefore, the initial cost to deploy such a system in reinforced concrete structures can be counterbalanced by the several advantages mentioned before.

The galvanization is a process that creates a protective zinc film base to the steel, isolating the surface of the bar from the exposure environment. This protective film acts as the anode, with the steel acting as the cathode. Thus, being zinc more electronegative, it sacrifices itself, protecting steel from deterioration. The alloys formed between iron and zinc on the contact surface drive the coating to its integration to the metal base, so that, besides protecting the steel, zinc coating also allows the handling, transportation and installation of galvanized parts without causing damage to the surface (YEOMANS, 2004 [6]).

According to Yoo et al. (2011) [7], in general the average thickness of zinc is sufficient to achieve the useful life of the structure without maintenance for long periods. Thus, according to Pannoni (2011) [8], it is also possible to estimate the service life of the structure with the support of ISO 9223:2012 [9] from the thickness of galvanizing, as shown in Table 1.

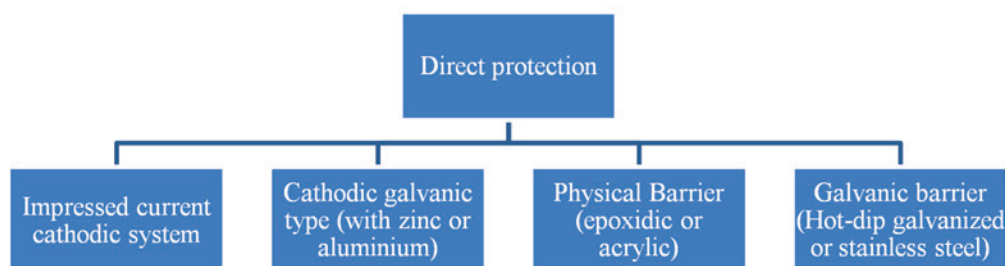
The adherence between the steel and concrete ensures the proper performance of reinforced concrete structures, thereby ensuring that the materials work mutually. The galvanization of rebars cannot affect the adherence of the set, and this is a point to be validated.

The adherence can be obtained in three ways: by superficial adherence, friction and mechanically. According to Caetano (2008) [10], adherence friction occurs after the breaking of the bonding adherence, that is, when the sliding of the bar begins to happen. This portion refers to the action of the frictional force between the steel and the concrete, which varies according to the surface coefficient bar. This factor can be harmed by the hot-dip galvanization, once the bar gets a zinc coating, making the rebar smoother. There is no proof of the dimension of this loss, and if it is tolerable or not, within the parameters established by ABNT NBR 7480:2007 [11], which specifies the steel for the reinforcement shall have a coefficient (η) of 1.5 minimum.

Regarding the influence of the friction adherence part of the ribbed bars, there is still some disagreement among authors, whether it influences or not. According to Lutz and Gergely (1967) [12] and Cairns Du and Law (2007) [13] this part only exists in smooth bars, however for most of the latest research, the adherence provoked by friction also affects the ribbed bars.

There is also the mechanical resistance, which in its turn is the most aggravating for a good adherence, being directly allied to the hardness of the material. Thus, it is worth mentioning that the me-

Figure 1 - Types of direct protection of steel bars



Source: Gonçalves et al. (2003)

Table 1 – Indicatives rates of corrosion for different environmental

Corrosivity category	Loss in mass per unit of surface/loss of thickness (after one year of exposition)			
	Low-carbon steel		Zinc	
	Loss in mass (g/m ²)	Loss of thickness (µm)	Loss in mass (g/m ²)	Loss of thickness (µm)
C1 – very low	≤10	≤1,3	≤0,7	≤0,1
C2 – low	>10 a 200	>1,3 a 25	>0,7 a 5	>0,1 a 0,7
C3 – medium	>200 a 400	>25 a 50	>5 a 15	>0,7 a 2,1
C4 – high	>400 a 650	>50 a 80	>15 a 30	>2,1 a 4,2
C5 – very high	>650 a 1500	>80 a 200	>30 a 60	>2,1 a 4,2

Source: ISO 9223:2012

chanical resistance of carbon steel varies from 32 to 66kg/mm². According to Fusco (1995) [14] and ACI (2003) [15], the rebars still suffer, in addition to these, three other efforts, which would be compressive and frictional forces on the ribs in addition to the friction on the body of the bar. These forces act in many ways, preventing the sliding of the bar.

To simulate all these conditions and verify adherence between the concrete and steel without external protection and hot-dip galvanization, the method that most closely matches the real situation is the Beam Test proposed by Rilem (1978) [1]. In this experiment, the beam is subjected to bending with the contribution of other important factors on the steel-concrete adherence.

Thus, the aim of this paper is to compare the adherence of steel bars of 8.0, 12.5 and 16.0mm hot-dip galvanized and without galvanization, traditionally used in civil construction. The test for adherence between steel and concrete is achieved through the Rilem (1978) [1] procedure that is the bending test on the concrete beams to identify adherence. Concrete mix was used for the beams, 1:6 of mass to ensure the compressive strength of 25MPa, with a tolerance of 2.5 MPa, according to the procedure. After the results, a statistical analysis to identify significant properties for this parameter was performed.

2. Materials and method

2.1 Materials

To scale the beams to be tested, it was followed the procedure of Rilem (1978) [1] according to the specifications of Table 2. In the concrete, it was used the trace 1:6, by mass, the proportion between the binder and the aggregates, with water/cement ratio of 0.6 and abatement of the Abrams cone in the fresh state of 100mm. This trait was set to achieve what was proposed by the Rilem (1978) [1] method, which provides the compressive strength of concrete at 28 days, at 25 MPa, with a tolerance of 2.5 MPa. For a better understanding of the growth curve of the concrete, the tests were performed in 7 and 28 days. The dosage method of the concrete was Ibracon (Brazilian Institute of Concrete, 2011) [16].

2.2 Method

After defined the parameters of the beams and materials, three sets were molded for each studied diameter (8mm, 12.5mm and 16mm) and for each condition (reference and hot-dip

Table 2 – Parameters for verifying adherence between the concrete and steel bars

Properties and dimensions	Type A	Type B
Diameters of the bars (mm)	<16	≥16
Grip length (ld)	10 ∅	10 ∅
Thickness of concrete blocks (cm)	18	24
Height of concrete blocks (cm)	37,5	60
Distance between the concrete blocks (cm)	5	6
Overall width of beam (cm)	80	126
Width of the bars (cm)	100	150
Distance between the axis of the bar and the axis of the kneecap (cm)	10	15
Distance between the axis of the bar and the axis of the bottom face of the beam (cm)	5	5
Distance between loads (cm)	15	20
Distance between supports (cm)	65	110

Source: Adapted of Rilem, 1978

Figure 2 - concrete placement set beams for testing adherence between the bars and the concrete



galvanized), totaling 18 sets, consisting of 36 parts. Figure 2 illustrates one of the concretes and six molded sets. After this, the sets were cured in a moist chamber for 28 days. The beams were instrumented at its ends, with digital dial indicators to measure the deformations of the bars that tend to slip during the test. Points 1 mm, 0.1 mm and 0.01 mm, specified in the procedure, were measured. The principle used was the arithmetic mean of the results obtained at both ends, moments before the breaking of the beam. For the last reading (1mm) it was considered the first load that reached this limit. The rate of the load application to the rods of 8.00 mm, 12.5 mm and 16.0 mm diameter was obtained according to equation 1:

$$v_b = \frac{5 \times d^2}{10_0} \tag{1}$$

Where:
 v_b = speed of load application
 d = diameter of the test bar in cm
 After that, the beams were placed and subjected to the bending test being double supported and receiving the load application

Figure 3 - Execution of the beam test



Table 3 – Results of compressive strength at 7 and 28 days

Diameter of the bars (mm)	Trace of concrete, in mass	w/c ratio	fc 7 days (MPa)	fc 28 days (MPa)
8	1:6	0,6	16,7	26,4
12,5	1:6	0,6	15,5	23,2
16	1:6	0,6	14,5	22,5

distributed on two points, as it can be seen in Figure 3.

2.3 Method of the analysis of the results

To analyze the test results of the beams, it was adopted the method of analysis of variance (ANOVA), which seeks to verify the existence of significant differences, based on a statistical analysis between the obtained mean values. In addition, the method checks whether the applied values influence the dependent variable. This investigation was performed using the software STATISTICA, version 10, produced by the company StarSoft.

3. Results and considerations

3.1 Compressive strength

The results of the 7 and 28 days of compressive strength of the concrete are shown in Table 3.

It is observed that the concrete had compressive strength within the range recommended by Rilem (1978) [1], allowing the tests within the specified time.

Figure 4 – Behavior of load versus for each bar diameter for each condition, with 3 beams tested for each case

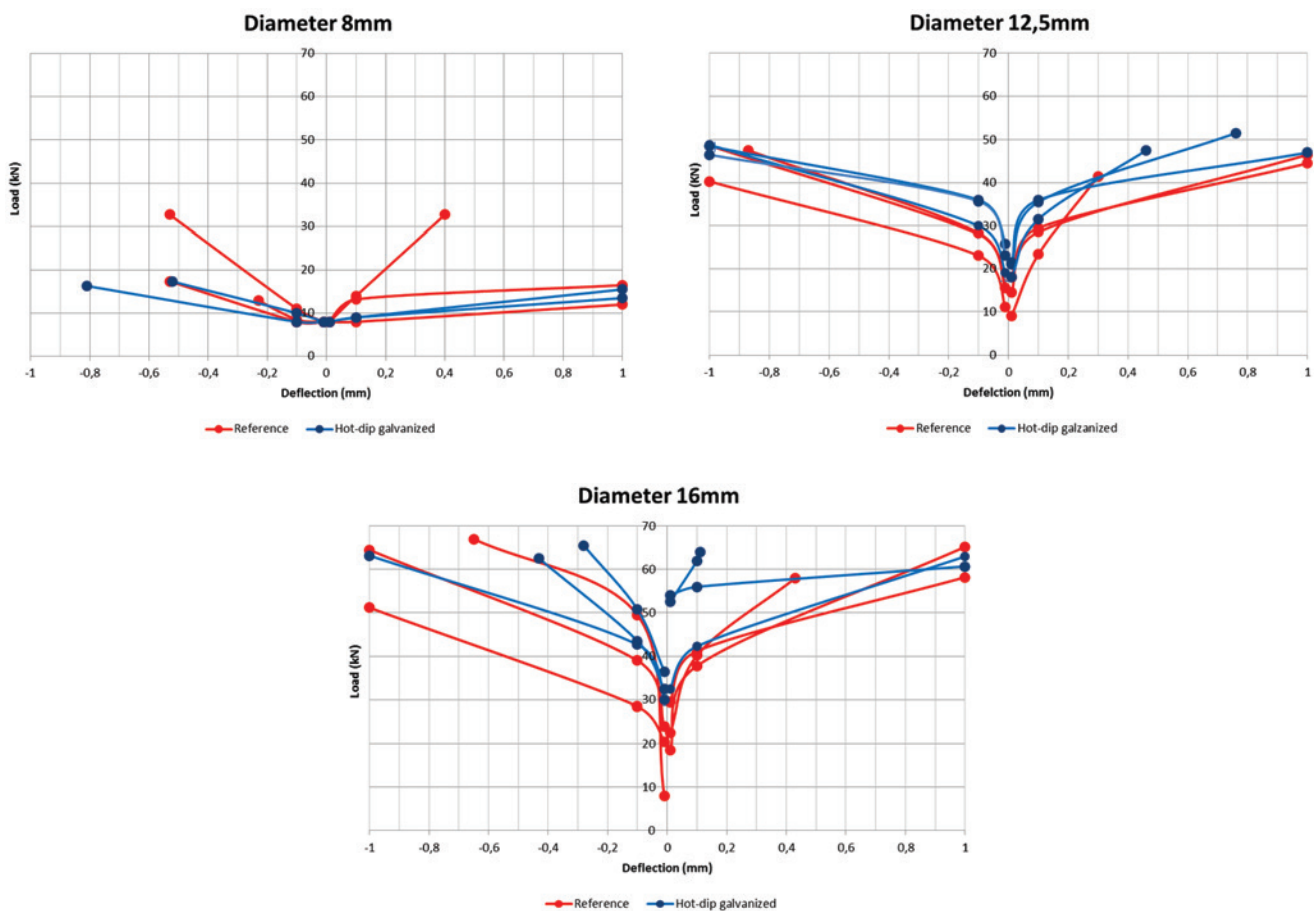


Table 4 – Values obtained from adherence tests

Type and diameter of the bars	Left measure		Wright measure		Adherence strength ($\tau - bu - MPa$)	Average adherence strength ($\tau - bu - MPa$)
	Deflection (mm)	Load (kN)	Deflection (mm)	Load (kN)		
8mm reference	0,01	8	0,01	8	7,77	-
	0,10	11	0,10	14		
	0,53*	32	0,40*	32		
8mm reference	0,01	8	0,01	8	7,46	8,50
	0,10	8,5	0,10	8		
	0,23*	-	1,00	12		
8mm reference	0,01	8	0,01	8	10,26	-
	0,10	8	0,10	13,2		
	0,53*	-	1,00	16,5		
8mm hot-dip galvanized	0,01	8	0,01	8	9,64	-
	0,10	10	0,10	9		
	0,52*	-	1,00	15,5		
8mm hot-dip galvanized	0,01	8	0,01	8	5,28 (resultado desprezado)	9,01
	0,10	8,5	0,07**	-		
	1,00	8,5	-	-		
8mm hot-dip galvanized	0,01	8	0,01	8	8,39	-
	0,10	8	0,10	9		
	0,81*	16,3	1,00	13,5		
12,5mm reference	0,01	11	0,01	9	10,26	-
	0,10	23	0,10	23,3		
	1,00	40,3	0,30*	-		
12,5mm reference	0,01	17	0,01	14,5	11,84	11,14
	0,10	28	0,10	28,5		
	0,98*	-	1,00	46,5		
12,5mm reference	0,01	15,5	0,01	18	11,33	-
	0,10	28,3	0,10	29,5		
	0,87*	-	1,00	44,5		
12,5mm hot-dip galvanized	0,01	19	0,01	21	12,43	-
	0,10	30	0,10	35,5		
	1,00	48,8	0,76*	-		
12,5mm hot-dip galvanized	0,01	25,8	0,01	21,5	11,97	12,08
	0,10	36	0,10	36		
	1,00	47	1,00	47		
12,5mm hot-dip galvanized	0,01	23	0,01	18	11,84	-
	0,10	35,7	0,10	31,5		
	1,00	46,5	0,46*	-		
16mm reference	0,01	24	0,01	29,5	11,44	-
	0,10	39	0,10	41,2		
	1,00	64,5	1,00	58,2		
16mm reference	0,01	8,0	0,01	18,5	12,16	11,05
	0,10	49,5	0,10	37,8		
	0,65*	67,0	1,00	65,2		
16mm reference	0,01	20,5	0,01	22,5	9,55	-
	0,10	28,5	0,10	40,2		
	1,00	51,2	0,43*	58,0		
16mm hot-dip galvanized	0,01	36,5	0,01	32,5	11,75	-
	0,10	50,8	0,10	42,3		
	0,28*	-	1,00	63,0		
16mm hot-dip galvanized	0,01	30,0	0,01	52,5	11,79	11,62
	0,10	42,7	0,10	62,0		
	1,00	63,2	0,11*	64,0		
16mm hot-dip galvanized	0,01	32,5	0,01	54	11,32	-
	0,10	43,5	0,10	56		
	0,43*	62,5	1,00	60,7		

* Beam breakup occurred before completing 1,00 mm deflection

** Beam breakup occurred before completing 0,10mm deflection

*** Beam with problems during the tests – despised result

Table 5 – Tests results of adherence

Parameters	SQ	GL	MQ	Fcal	P
Interception	1855,494	1	1855,494	1900,878	0,000000
Diameter of bar (mm)	25,557	2	12,779	13,091	0,001233
Type of bar	1,884	1	1,884	1,931	0,192179
Diameter of bar (mm) and type of bar	0,146	2	0,073	0,075	0,928198

SQ – sum of squares; GL – degree of freedom ; MQ – mean square; Fcal – Fisher parameter for the test of significance of effects

3.2 Adherence between the concrete and hot-dip galvanized and unprotected rebars

For each type of bar diameter (8mm, 12.5mm and 16mm), and each condition (reference and hot-dip galvanized) was examined by the proposed method of Rilem (1978) [1], measuring the load required in kN for deformed bars of 0.01 mm, 0.1 mm and 1 mm, both the left and the right of the application of the load, when the test is considered ended. Figure 4 shows the load versus deflection curves for each diameter and provided with three measurements for each condition.

It is noticeable that for beams with diameter of 8.0 mm the limit of 1.0 mm has always occurred to the right side of the beam, getting a smaller load for most of them, with a beam having a different performance of others. In beams with bars of 12.5mm diameters, achieved loads were higher than in the previous beams, as it was to be expected. For both bars, from 8mm to 12mm, the adherence between the concrete and steel was higher in beams with hot-dip galvanized reinforcements. The same performance was observed on the beams with 16mm bars, showing that for larger diameters, the adherence between the concrete and hot-dip galvanized steel was also higher. It is important to highlight that the parameters of the beams with 16mm bars is different from the earlier ones, according to the Rilem procedure (1978).

Based on the collected data, it was calculated the values of adherence strength, expressed in Table 4.

Based on the bond tension, statistical analysis (ANOVA) was used, in the software STATISTICA to verify the relationship between adherence and the type and diameter of the bars. The results are shown in Table 5.

If Fcal is higher than the tabulated value of F, the null hypothesis will be rejected. So that means there is significant difference between the group means and, consequently, the study variable influences the dependent variable. In this way, it is noticeable that the kind of bar (galvanized or not) does not have a significant level, because P is greater than 0.5, commonly used in civil engineering, unlike the diameter of the bar, which has a significant level. Therefore, it is observed that the diameter of the bar influences the bond strength between the concrete and the steel, but whether the bar is hot-dip galvanized or not, it does not affect the final adherence to the results obtained in this paper.

Finally, Figure 5 shows the values of the arithmetic mean among the three results of bond strength for each type and diameter of the bar.

It is observed that the adherence strength increases considerably at 31% for the unprotected steel and 34% for the hot-dip galvanized steel to diameters between 8.0 and 12.5 mm. As for the 16mm diameter was reduced from 1% for the regular steel to 4% for the hot-dip galvanized one, showing some stabilization in larger diameters.

But when comparing the adherence strength between the different types of steel, it is observed that the galvanized bars and rods have always obtained higher values in comparison to the unprotected ones, 6% for the 8mm diameter, 8.4% for the 12, 5mm diameter and 5.2% for the 16mm. Therefore, the zinc layer which protects the reinforcement against corrosion did not damage the adherence between the steel and the concrete, and there may even be a small gain in certain situations.

4. Conclusions

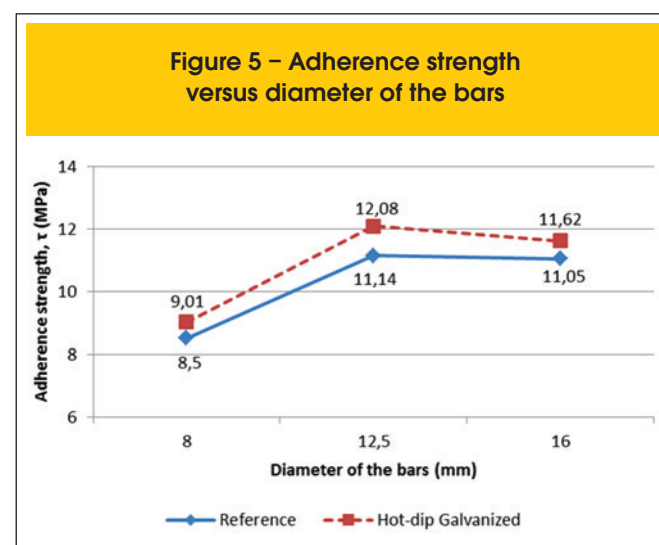
After the experimental work, it is possible to conclude that:

- the diameter of the bars has a significant influence on the adherence strength between the concrete and the steel;
- the type of steel, hot-dip galvanized or without protection, does not have significant influence on the adherence strength between the concrete and the steel;
- the hot-dip galvanized bars and rods were resistant to adherence between the concrete and the upper unprotected steel bars, in 6, 8.4 and 5.2% for diameters of 8, 12.5 and 16mm respectively.

Therefore, for these materials under these conditions, it is possible to specify the hot-dip galvanized steel without concerning for adherence strength between the concrete and the steel.

5. References

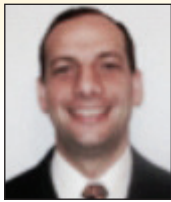
- [01] RILEM, FIP; CEB. Essai portanto sur l' adherence des armatures du béton. 1. Essai per flexion (7-II-28D). Recommendation Provisoires. Matériaux et Constructions. Paris, v. 6, n. 32, p. 96-101, 1978.



- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Edificações habitacionais - desempenho. NBR 15575, Rio de Janeiro, 2013.
- [03] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Guide to durability of buildings and building elements, products and components. BS 7543, London, 2003.
- [04] GONÇALVES, A.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado. Red Durar, CYTED Program, Rio de Janeiro, 1997.
- [05] BALTAZAR-ZAMORA, M.A.; BANDALA, E.M.; TELLO, M.U.; HURTADO, G.S.; COCA, F.J.; CEDANO, A.O.; BARRIOS, C.P.; NUÑEZ, R.E.; ZAMBRANO, P.; TIBURCIO, C.; CALDERÓN, F. Efficiency of galvanized steel embedded in concrete previously contaminated with 2, 3 and 4% of NaCl. In: *International Journal of Electrochemical Science*, n°7, p. 2997-3007, 2012.
- [06] YEOMENS, S.R. Galvanized steel reinforcement in concrete: an overview. Elsevier, 2004.
- [07] YOO, Y.; NAM, T.; CHOI, Y.; KIM, J.; CHUNG, L. A galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structures: laboratory tests to determine the cathodic protection and stray-current. In: *Metals and Materials International*, v.17, issue 4, p.623-629, 2011.
- [08] PANNONI, F. D. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. In: *Coletânea do uso do aço*. Gerdau, 2011.
- [09] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Corrosion of metals and alloys – corrosivity of atmospheres – classification, determination and estimation. ISO 9223:2012, Genève, Switzerland.
- [10] CAETANO, L.F. Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (dissertação de mestrado). Porto Alegre, 2008.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.
- [12] LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal Proceedings*, v.64, n.11, p.711-721, nov. 1967.
- [13] CAIRNS, J.; DU, Y.; LAW, D. Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel / concrete interface. In: *Construction and Buildings Materials*. Vol. 21, n°1, p. 190-197, 2007.
- [14] FUSCO, P.B. Técnicas de armar as estruturas de concreto. 1ªEd. São Paulo: PINI, 1995.
- [15] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI. Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Comitê 408, 2003.
- [16] TUTIKIAN, B; HELENE, P. Dosagem de concretos de cimento Portland. In: *Concreto: Ciência e Tecnologia*. G.C. Isaia. 1ªed. São Paulo, IBRACON, 2011. 2v.

Adherence comparison of concrete with unprotected steel and hot galvanized steel

Comparativo da aderência do concreto com aço sem proteção e o aço galvanizado a quente



B.F. TUTIKIAN^a
bftutikian@unisinis.br

T. HILGERT^a
hilgert_thai@hotmail.com

J.J. HOWLAND^b
jhalbear@civil.cujae.edu.cu

Abstract

Increasing the service life of structures is of great importance for civil construction, either because of economic aspects or security ones to the users. Corrosion of reinforcement is one of the most recurring problems, especially in environments with high chloride content. One of the most effective alternatives to protect reinforcement against corrosion is the hot-dip galvanizing of steel bars, with the addition of a zinc coating that is consumed before steel entering in reaction, extending the service life of the structure. Nevertheless, this layer of zinc should not affect the adherence of rebars with concrete. In this paper, it was investigated this connection, establishing comparisons to unprotected reinforcement, with the analysis of three bar diameters, 8, 12.5 and 16mm through the bending test of beams, the procedure of Rilem, 1978 [1]. After statistical analysis, it was observed that there was no significant loss of adherence in any of the diameters, showing that the adherence between the concrete and the hot-dip galvanized steel is not lower than the steel without protection for these materials.

Keywords: corrosion of reinforcement; hot-dip galvanization; adherence; bending test.

Resumo

O aumento da vida útil de estruturas é de grande importância para a construção civil, seja por aspectos econômicos quanto de segurança aos usuários. A corrosão de armaduras é um dos problemas mais recorrentes, principalmente em ambientes com alto teor de cloretos. Uma das alternativas mais eficientes para proteger as armaduras contra a corrosão é a galvanização a quente das barras de aço, com a incorporação de uma camada de zinco que será consumida antes do aço entrar em reação, prolongando a vida útil da estrutura. Porém, esta camada de zinco não deve prejudicar a aderência das barras de aço com o concreto. Neste trabalho, foi investigada esta relação, comparativamente com a armadura sem proteção, com a análise de três diâmetros de barras, 8, 12,5 e 16mm, através de ensaio de flexão em viga, com o procedimento da Rilem, de 1978 [1]. Observou-se que não houve perda de aderência significativa em nenhum dos diâmetros, após análise estatística, mostrando que a aderência entre o concreto e o aço galvanizado a quente não é inferior do que com os aços sem proteção, para estes materiais.

Palavras-chave: corrosão de armaduras; galvanização a quente; aderência; ensaio de flexão.

^a ITT Performance, UNISINOS. São Leopoldo, RS, Brasil;

^b Instituto Superior Politécnico "Jose Antonio Echeverría", CUJAE / ISPJAE, Marianao, La Havana, Cuba.

1. Introdução

Segundo a ABNT NBR 15575:2013 [2], a vida útil de projeto de estruturas de concreto armado, para fins habitacionais, deve ser de, no mínimo, 50 anos, no nível mínimo, ou 75 anos para o nível superior. Já a BS 7543:2003 [3] estipula como 120 anos a vida útil de obras de arte, como pontes e viadutos, e 60 anos para edifícios novos e reformas de edifícios públicos. Atingir estes valores não é tarefa fácil, ainda mais se o processo de manutenção não for eficiente.

A corrosão das barras de aço é uma das manifestações patológicas mais recorrentes em estruturas de concreto armado, principalmente as expostas a agentes agressivos ao longo de sua vida útil, como cloretos e gás carbônico, encontrados em abundância em grandes cidades e na costa.

Para proteger as estruturas de concreto armado, segundo Gonçalves, Andrade e Castellote (2003) [4], pode-se usar a proteção direta (sobre o aço) e a indireta (sobre o concreto). A proteção direta é mais eficiente, por proteger diretamente as barras de aço. Entre os tipos de proteção direta têm-se as catódicas por corrente impressa, a catódica tipo galvânica, a barreira física e a barreira galvânica. As duas primeiras apresentam como desvantagem a necessidade de manutenção constante, e a operação pode ser complexa, dependendo da agressividade do meio. Já a barreira física exige mão-de-obra qualificada e é usada preferencialmente em situações pontuais, devido à mão-de-obra necessária. Para usos mais amplos e com resposta mais efetiva, encontra-se a barreira galvânica, através da galvanização a quente das barras de aço. A Figura 1 mostra as opções para a proteção direta.

O aço galvanizado a quente apresenta grande durabilidade, por isso sua aplicação cresce cada vez mais no mercado. Muito utilizado em estruturas metálicas, também pode ser uma opção para as estruturas em concreto armado (Baltazar-Zamora *et al.*, 2012 [5]). A galvanização traz diversas vantagens que vão além do aumento da vida útil, tais como a redução dos riscos de fissuras causadas pela expansão do aço durante o processo corrosivo, manchas de ferrugem e desagregação do concreto, devido a uma frequência e magnitude menor de reparos no concreto. Portanto, o custo inicial para implantar esse tipo de sistema nas estruturas de concreto armado pode ser compensado pelas diversas vantagens citadas. A galvanização é o processo em que se gera uma película a base de zinco protetora ao aço, isolando a superfície da barra com rela-

ção ao ambiente. Essa película protetora atua como ânodo, com o aço realizando o papel de cátodo. Dessa forma, o zinco, por ser mais eletronegativo, se sacrifica, protegendo o aço da deterioração. As ligas formadas entre o ferro e o zinco na superfície de contato fazem com que o revestimento se integre na base de metal, de tal forma que, além de proteger o aço, o revestimento de zinco também permite o manuseio, transporte e montagem das peças galvanizadas sem causar danos à superfície (YEOMANS, 2004 [6]).

Segundo Yoo *et al.* (2011) [7], normalmente as espessuras médias de zinco são suficientes para atingir a vida útil da estrutura, sem precisar de manutenções por longos períodos. Dessa forma também, segundo Pannoni (2011) [8], é possível estimar a vida útil da estrutura com o auxílio da ISO 9223:2012 [9] a partir da espessura de galvanização, conforme tabela 1.

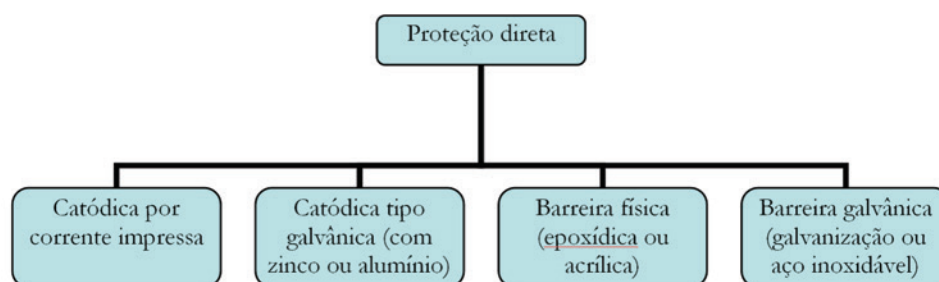
A aderência entre o aço e o concreto assegura o bom comportamento das estruturas de concreto armado, garantindo assim que os materiais trabalhem em conjunto. A galvanização das barras de aço não pode prejudicar a aderência do conjunto, e este é um ponto ainda a ser validado.

A aderência pode ser obtida de três formas: por adesão superficial, atrito e mecanicamente. Segundo Caetano (2008) [10], a aderência por atrito ocorre após o rompimento da aderência por adesão, ou seja, quando começa ocorrer o deslizamento da barra. Essa parcela se refere à ação da força de atrito entre o aço e concreto, que varia em função do coeficiente superficial da barra. Este fator pode ser prejudicado pela galvanização a quente, uma vez que a barra recebe um revestimento de zinco, tornando a barra mais lisa. Não há a comprovação do tamanho dessa perda, e se é tolerável ou não, dentro dos parâmetros estabelecidos pela ABNT NBR 7480:2007 [11], que especifica que o aço destinado a armaduras deve ter um coeficiente (η) mínimo de 1,5.

Quanto à influência da parcela de aderência por atrito nas barras nervuradas, ainda há discordância entre alguns autores, se ela influi ou não. De acordo com Lutz e Gergely (1967) [12] e Cairins, Du e Law (2007) [13], essa parcela só existe em barras lisas, porém para a maioria dos pesquisadores mais recentes, a aderência por atrito influencia também nas barras nervuradas.

Há ainda a resistência mecânica, que por sua vez, é a mais agravante para uma boa aderência, estando diretamente relacionada com a dureza do material. Desta forma, vale ressaltar que a resistência mecânica do aço carbono varia de 32 a 66kg/mm².

Figura 1 - Tipo de proteção direta sobre a armadura



Fonte: Gonçalves *et al.* (2003)

Tabela 1 – Taxas indicativas de corrosão para ambientes diferentes

Categoria de corrosividade	Perda de massa por unidade de superfície/perda de espessura (após um ano de exposição)			
	Aço baixo-carbono		Zinco	
	Perda de massa (g/m ²)	Perda de espessura (µm)	Perda de massa (g/m ²)	Perda de espessura (µm)
C1 – muito baixa	≤10	≤1,3	≤0,7	≤0,1
C2 – baixa	>10 a 200	>1,3 a 25	>0,7 a 5	>0,1 a 0,7
C3 – média	>200 a 400	>25 a 50	>5 a 15	>0,7 a 2,1
C4 – alta	>400 a 650	>50 a 80	>15 a 30	>2,1 a 4,2
C5 – muito alta	>650 a 1500	>80 a 200	>30 a 60	>2,1 a 4,2

Fonte: ISO 9223:2012

Segundo Fusco (1995) [14] e ACI (2003) [15], as barras nervuradas sofrem ainda outros esforços além destes três, que seriam forças de compressão e de atrito nas nervuras, além do atrito no corpo da barra. Essas forças atuam em vários sentidos, impedindo o deslizamento da barra.

Para simular todas essas condições e verificar a aderência entre o concreto e o aço sem proteção externa e o galvanizado a quente, o método que mais se aproxima da situação real é o ensaio da viga (*Beam Test*), proposto pela Rilem (1978) [1]. Neste experimento, a viga é submetida à flexão, havendo a contribuição de outros fatores importantes na aderência aço-concreto.

Com isso, o objetivo deste artigo é comparar a aderência de barras de aço de 8,0, 12,5 e 16,0mm galvanizadas a quente e sem galvanização, tradicionalmente utilizadas na construção civil. O ensaio de aderência entre aço e concreto foi realizado através do procedimento da Rilem (1978) [1], que consiste no ensaio à flexão em vigas de concreto para identificar a aderência. Foi utilizado traço de concreto nas vigas, 1:6, em massa, para garantir a resistência à compressão de 25MPa, com tolerância de 2,5MPa, de acordo com o procedimento. Após os resultados, foi realizada uma análise estatística para identificar as propriedades significativas para este parâmetro.

2. Materiais e método

2.1 Materiais

Para dimensionar as vigas a serem ensaiadas, seguiu-se o procedimento da Rilem (1978) [1], de acordo com as especificações da Tabela 2.

Para a concretagem, utilizou-se o traço 1:6, em massa, a proporção entre o aglomerante e os agregados, com relação água/cimento de 0,6 e abatimento do tronco de cone no estado fresco de 100mm. Este traço foi definido para atingir o proposto pelo método da Rilem (1978) [1], que estipula a resistência à compressão do concreto, aos 28 dias, em 25MPa, com tolerância de 2,5MPa. Para fins de melhor conhecimento da curva de crescimento do concreto, foram ensaiados os 7 e 28 dias. O método de dosagem do concreto foi o Ibracon (2011) [16].

2.2 Método

Após definidos os parâmetros das vigas e materiais foram moldados três conjuntos para cada diâmetro estudado (8mm, 12,5mm e 16mm) e para cada condição (referência e galvanizado a quente),

Tabela 2 – Parâmetros para verificação da aderência entre o concreto e barras de aço

Propriedades e dimensões	Tipo A	Tipo B
Diâmetro das barras (mm)	<16	≥16
Comprimento de aderência (ld)	10 ∅	10 ∅
Espessura dos blocos de concreto (cm)	18	24
Altura dos blocos de concreto (cm)	37,5	60
Distância entre os blocos de concreto (cm)	5	6
Largura total da viga (cm)	80	126
Largura das barras de ensaio (cm)	100	150
Distância entre o eixo da barra e o eixo da rótula (cm)	10	15
Distância entre o eixo da barra e o eixo da face inferior da viga (cm)	5	5
Distância entre cargas (cm)	15	20
Distância entre apoios (cm)	65	110

Fonte: Adaptada de Rilem, 1978

Figura 2 - concretagem de conjunto de vigas para ensaio de aderência entre a barra e o concreto



totalizando 18 conjuntos, composto por 36 partes. A Figura 2 ilustra uma das concretagens e seis conjuntos moldados.

Após isto, os conjuntos foram curados em câmara úmida durante 28 dias. As vigas foram instrumentadas nas suas extremidades, com relógios comparadores digitais, para medir as deformações das barras, que tendem a escorregar durante o ensaio. Foram medidos os pontos de 1mm, 0,1mm e 0,01mm, especificados no procedimento.

O critério adotado foi a média aritmética dos resultados obtidos nas duas extremidades, momentos antes da ruptura da viga. Para a última leitura (1mm) considerou-se a carga que atingia primeiro

este limite. A velocidade de aplicação da carga para as barras de diâmetro 8,00mm, 12,5mm e 16,0mm foi obtida segundo a equação 1:

$$v_b = \frac{5 \times d^2}{10_0} \quad (1)$$

Onde:

v_b = velocidade de aplicação da carga

Figura 3 - Execução do ensaio da viga



Tabela 3 – resultados de resistência à compressão aos 7 e 28 dias

Diâmetro da barra (mm)	Traço em massa	Relação a/c	fc 7 dias (MPa)	fc 28 dias (MPa)
8	1:6	0,6	16,7	26,4
12,5	1:6	0,6	15,5	23,2
16	1:6	0,6	14,5	22,5

d = diâmetro da barra de ensaio em cm

Em seguida as vigas eram posicionadas e submetidas ao ensaio de flexão estando biapoiadas e recebendo a aplicação de carga distribuída em dois pontos, conforme é possível observar na figura 3.

2.3 Método de análise dos resultados

Para análise dos resultados obtidos no ensaio das vigas, adotou-se o método de análise de variância (ANOVA), que busca a verificação da existência de diferença significativa, com base numa análise estatística, entre as médias dos valores obtidos. Além dis-

so, o método verifica se os valores aplicados influenciam na variável dependente. Esta análise foi realizada utilizando o software STATISTICA, versão 10, da empresa StarSoft.

3. Resultados e discussão

3.1 Resistência à compressão

Os resultados dos 7 e 28 dias da resistência à compressão do concreto estão expressos na Tabela 3.

Observa-se que os concretos obtiveram resistências à compres-

Figura 4 – comportamento da carga versus deformação para cada diâmetro de barra em cada condição, sendo 3 vigas ensaiadas para cada caso

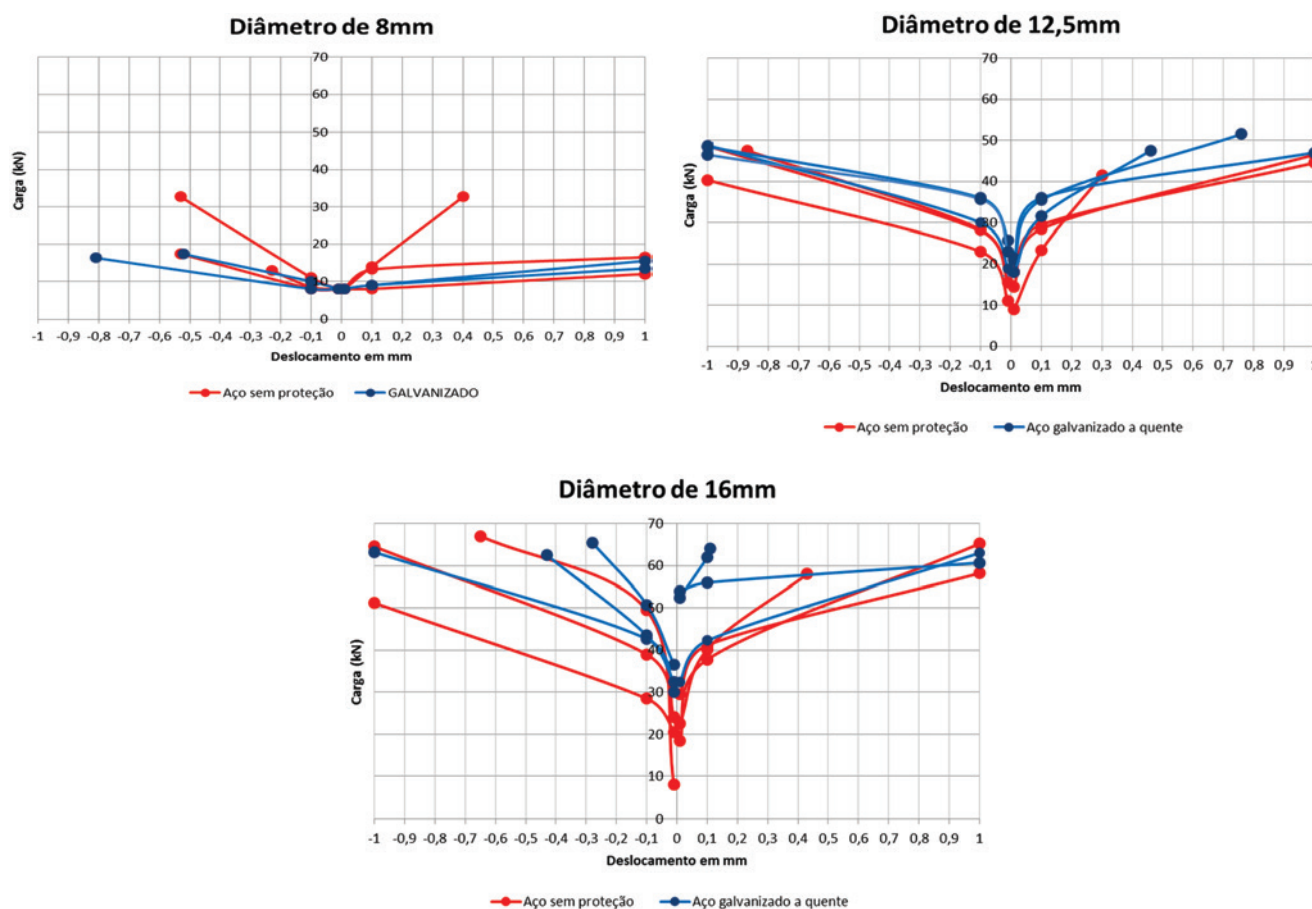


Tabela 4 – Valores obtidos nos ensaios de aderência

Tipo e diâmetro da barra	Medida à esquerda		Medida à direita		Resistência à aderência (τ - bu - em MPa)	Resistência à aderência média (τ - bu - em MPa)
	Deslocamento (mm)	Carga (kN)	Deslocamento (mm)	Carga (kN)		
8mm referência	0,01	8	0,01	8	7,77	-
	0,10	11	0,10	14		
	0,53*	32	0,40*	32		
8mm referência	0,01	8	0,01	8	7,46	8,50
	0,10	8,5	0,10	8		
	0,23*	-	1,00	12		
8mm referência	0,01	8	0,01	8	10,26	-
	0,10	8	0,10	13,2		
	0,53*	-	1,00	16,5		
8mm galvanizado a quente	0,01	8	0,01	8	9,64	-
	0,10	10	0,10	9		
	0,52*	-	1,00	15,5		
8mm galvanizado a quente	0,01	8	0,01	8	5,28 (resultado desprezado)	9,01
	0,10	8,5	0,07**	-		
	1,00	8,5	-	-		
8mm galvanizado a quente	0,01	8	0,01	8	8,39	-
	0,10	8	0,10	9		
	0,81*	16,3	1,00	13,5		
12,5mm referência	0,01	11	0,01	9	10,26	-
	0,10	23	0,10	23,3		
	1,00	40,3	0,30*	-		
12,5mm referência	0,01	17	0,01	14,5	11,84	11,14
	0,10	28	0,10	28,5		
	0,98*	-	1,00	46,5		
12,5mm referência	0,01	15,5	0,01	18	11,33	-
	0,10	28,3	0,10	29,5		
	0,87*	-	1,00	44,5		
12,5mm galvanizado a quente	0,01	19	0,01	21	12,43	-
	0,10	30	0,10	35,5		
	1,00	48,8	0,76*	-		
12,5mm galvanizado a quente	0,01	25,8	0,01	21,5	11,97	12,08
	0,10	36	0,10	36		
	1,00	47	1,00	47		
12,5mm galvanizado a quente	0,01	23	0,01	18	11,84	-
	0,10	35,7	0,10	31,5		
	1,00	46,5	0,46*	-		
16mm referência	0,01	24	0,01	29,5	11,44	-
	0,10	39	0,10	41,2		
	1,00	64,5	1,00	58,2		
16mm referência	0,01	8,0	0,01	18,5	12,16	11,05
	0,10	49,5	0,10	37,8		
	0,65*	67,0	1,00	65,2		
16mm referência	0,01	20,5	0,01	22,5	9,55	-
	0,10	28,5	0,10	40,2		
	1,00	51,2	0,43*	58,0		
16mm galvanizado a quente	0,01	36,5	0,01	32,5	11,75	-
	0,10	50,8	0,10	42,3		
	0,28*	-	1,00	63,0		
16mm galvanizado a quente	0,01	30,0	0,01	52,5	11,79	11,62
	0,10	42,7	0,10	62,0		
	1,00	63,2	0,11*	64,0		
16mm galvanizado a quente	0,01	32,5	0,01	54	11,32	-
	0,10	43,5	0,10	56		
	0,43*	62,5	1,00	60,7		

* Rompimento da viga ocorreu antes de completar 1,00mm de deformação

** Rompimento da viga ocorreu antes de completar 0,10mm de deformação

*** Viga com problema no ensaio - resultado desprezado

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de aderência

Parâmetros	SQ	GL	MQ	Fcal	P
Intercepção	1855,494	1	1855,494	1900,878	0,000000
Diâmetro da barra (mm)	25,557	2	12,779	13,091	0,001233
Tipo de barra	1,884	1	1,884	1,931	0,192179
Diâmetro da barra (mm) e tipo de barra	0,146	2	0,073	0,075	0,928198

Sendo – SQ – soma dos quadrados; GL – grau de liberdade; MQ – média quadrada; Fcal – parâmetro de Fisher para o teste de significância dos efeitos

são dentro do intervalo recomendado pela Rilem (1978) [1], possibilitando a realização dos ensaios dentro do especificado.

3.2 Aderência entre o concreto e barras de aço galvanizadas a quente e sem proteção

Para cada tipo diâmetro de barra (8mm, 12,5mm e 16mm) e com cada condição (referência e galvanizada a quente) foi ensaiada no método proposto pela Rilem (1978) [1], medindo a carga necessária, em kN, para as barras deformarem 0,01mm, 0,1mm e 1mm, tanto à esquerda quanto à direita da aplicação da carga, quando considera-se encerrado o ensaio. A Figura 4 ilustra as curvas carga versus deformação para cada diâmetro e condição, com 3 medidas para cada situação.

Nota-se que para as vigas de diâmetro 8,0mm o limite de 1,0mm ocorreu sempre à direita da viga, recebendo pequeno carregamento para a maioria delas, com uma viga tendo um comportamento diferenciado das demais. Nas vigas com barras de 12,5mm de diâmetros, as cargas atingidas foram maiores que nas vigas anteriores, como era de se esperar. Tanto nas barras de 8mm quanto nas de 12mm, a aderência nas entre o concreto e o aço foi superior nas vigas com armaduras galvanizadas a quente. O mesmo comportamento foi observado nas vigas com barras de 16mm, mostrando que para os diâmetros maiores a aderência entre o concreto e o aço galvanizado a quente também foi superior. É importante ressaltar que os parâmetros das vigas com barras de 16mm é diferente das anteriores, segundo procedimento da Rilem (1978).

Com base nos dados coletados, calculou-se aos valores de resistência de aderência, expressos na Tabela 4.

Com base nas tensões de aderência, utilizou análise estatística (ANOVA), no software STATISTIC, para verificar a relação entre a aderência e o tipo e diâmetro das barras. Os resultados estão expressos na Tabela 5.

Se Fcal for maior que o valor de F tabelado, a hipótese nula é rejeitada. Sendo assim, significa que há diferença significativa entre as médias dos grupos e consequentemente a variável de estudo influencia na variável de resposta. O valor de “P”, apresentado na tabela 5, demonstra o nível de significância do grupo analisado. Desta forma, percebe-se que tipo de barra (galvanizada ou não) não tem um nível significância, pois P é maior que 0,5, comumente aplicado na engenharia civil, ao contrário do diâmetro da barra, que tem um nível de significância. Portanto, observa-se que o diâmetro da barra influi na resistência de aderência entre o concreto e o aço, porém, se a barra é ou não galvanizada a quente não interfere na aderência final, para os resultados obtidos neste trabalho.

Por fim, Figura 5 mostra os valores da média aritmética entre os 3 resultados de resistência de aderência para cada diâmetro e tipo de barra.

Observa-se que a resistência à aderência aumenta consideravelmente, em 31% para o aço sem proteção e 34% para o aço galvanizado a quente, entre os diâmetros de 8,0 e 12,5mm. Já para o diâmetro de 16mm houve uma redução, de 1% para o aço comum e 4% para o galvanizado a quente, mostrando uma certa estabilização nos diâmetros maiores.

Mas ao comparar as resistências à aderência entre os diferentes tipos de aço, observa-se que as barras galvanizadas a quente sempre obtiveram valores superiores às sem proteção, em 6% para o diâmetro de 8mm, 8,4% para o diâmetro de 12,5mm e 5,2% para o 16mm. Portanto, a camada de zinco que protege as armaduras contra a corrosão não prejudicam a aderência entre o aço e o concreto, e até pode haver um pequeno ganho em determinadas situações.

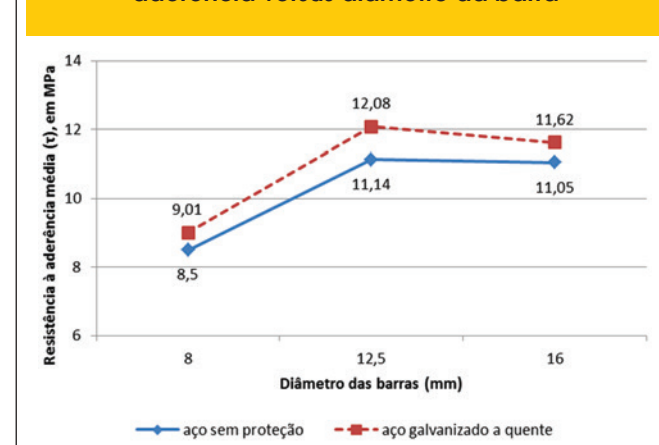
4. Conclusões

Após o trabalho experimental realizado, conclui-se que:

- o diâmetro das barras exerce influência significativa na resistência à aderência entre o concreto e o aço;
- o tipo de aço, galvanizado a quente ou sem proteção, não exerce influência significativa na resistência à aderência entre o concreto e o aço;
- as barras galvanizadas a quente apresentaram resistência à aderência entre o concreto e o aço superiores às barras sem proteção, em 6, 8,4 e 5,2%, para os diâmetros de 8, 12,5 e 16mm, respectivamente.

Portanto, para estes materiais com estas condições, é possível a especificação do aço galvanizado a quente sem preocupação quanto à resistência à aderência entre o concreto e o aço.

Figura 5 – Gráfico da resistência de aderência versus diâmetro da barra



5. Referências bibliográficas

- [01] RILEM, FIP; CEB. Essai portant sur l' adherence des armatures du béton. 1. Essai per flexion (7-II-28D). Recommendation Provisoires. Matériaux et Constructions. Paris, v. 6, n. 32, p. 96-101, 1978.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Edificações habitacionais - desempenho. NBR 15575, Rio de Janeiro, 2013.
- [03] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Guide to durability of buildings and building elements, products and components. BS 7543, London, 2003.
- [04] GONÇALVES, A.; ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado. Red Durar, CYTED Program, Rio de Janeiro, 1997.
- [05] BALTAZAR-ZAMORA, M.A.; BANDALA, E.M.; TELLO, M.U.; HURTADO, G.S.; COCA, F.J.; CEDANO, A.O.; BARRIOS, C.P.; NUÑEZ, R.E.; ZAMBRANO, P.; TIBURCIO, C.; CALDERÓN, F. Efficiency of galvanized steel embedded in concrete previously contaminated with 2, 3 and 4% of NaCl. In: International Journal of Electrochemical Science, n°7, p. 2997-3007, 2012.
- [06] YEOMENS, S.R. Galvanized steel reinforcement in concrete: an overview. Elsevier, 2004.
- [07] YOO, Y.; NAM, T.; CHOI, Y.; KIM, J.; CHUNG, L. A galvanic sensor system for detecting the corrosion damage of the steel embedded in concrete structures: laboratory tests to determine the cathodic protection and stray-current. In: Metals and Materials International, v.17, issue 4, p.623-629, 2011.
- [08] PANNONI, F. D. Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio. In: Coletânea do uso do aço. Gerdau, 2011.
- [09] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. Corrosion of metals and alloys – corrosivity of atmospheres – classification, determination and estimation. ISO 9223:2012, Genève, Switzerland.
- [10] CAETANO, L.F. Estudo do comportamento da aderência em elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (dissertação de mestrado). Porto Alegre, 2008.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. NBR 7480, Rio de Janeiro, 2007.
- [12] LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Mechanics of bond and slip of de formed bars in concrete. ACI Journal Proceedings, v.64, n.11, p.711-721, nov. 1967.
- [13] CAIRINS, J.; DU, Y.; LAW, D. Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel / concrete interface. In: Construction and Buildings Materials. Vol. 21, n°1, p. 190-197, 2007.
- [14] FUSCO, P.B. Técnicas de armar as estruturas de concreto. 1ªed. São Paulo: PINI, 1995.
- [15] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI. Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Comitê 408, 2003.
- [16] TUTIKIAN, B; HELENE, P. Dosagem de concretos de cimento Portland. In: Concreto: Ciência e Tecnologia. G.C. Isaia. 1ªed. São Paulo, IBRACON, 2011. 2v.