

Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

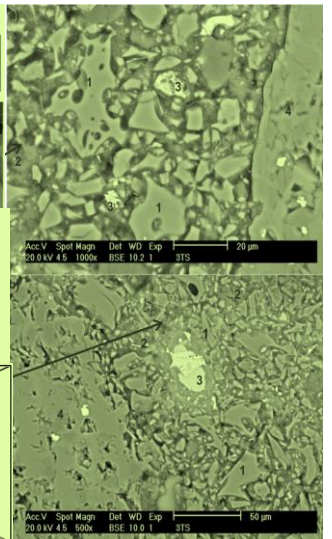
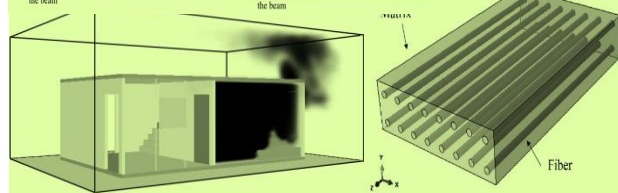
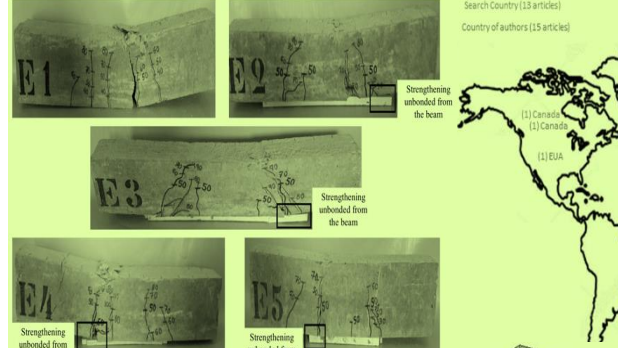
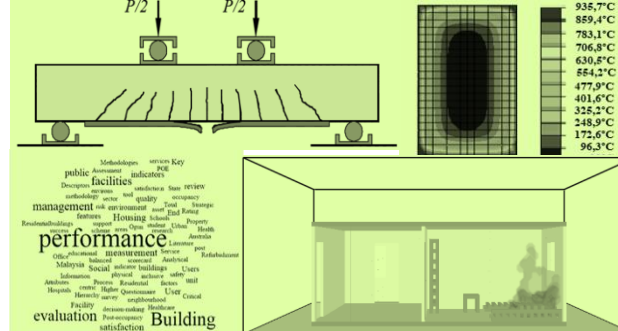
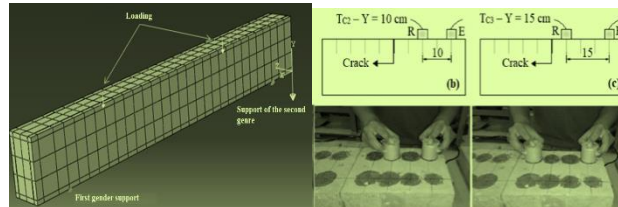
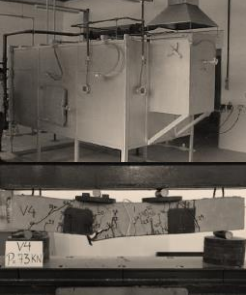
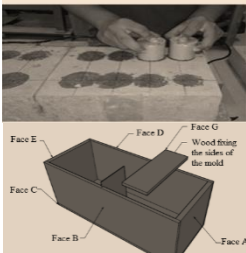
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1>
editorial.revista.alconpat@gmail.com

eISSN: 2007-6835

Volume 9

Enero - Abril 2019

Número 1



Revista Latinoamericana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação da Construção

<http://www.revistaalconpat.org>



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdrix, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional, Unidad Mérida (CINVESTAV IPN –
Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Arq. Margita Kliwer
Universidad Católica “Nuestra Señora de la Asunción”
Asuncion, **Paraguay**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de
Ingeniería Civil
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas Universidad
Politécnica de Madrid. Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires. Buenos
Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.

São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional (Unidad Saltillo) Saltillo, Coahuila,
México.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia

Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa

Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante

San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro

Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN

Buenos Aires, **Argentina**

**REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROLE DE
QUALIDADE, PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DA
CONSTRUÇÃO**

<http://www.revistaalconpat.org>

É motivo de satisfação e alegria para a equipe da Revista ALCONPAT ver a primeira edição do nosso nono ano publicada.

O objetivo da Revista ALCONPAT (RA) é a publicação de estudos de caso relacionados aos temas de nossa Associação, que é o controle de qualidade, patologia e recuperação das construções, incluindo e estimulando também a apresentação de pesquisas básicas ou aplicadas, revisões ou pesquisas bibliográficas.

No primeiro artigo desta edição V9N1, Nicolle Christine Sotsek e colegas fornecem, através de uma revisão sistemática da literatura e focada no controle de qualidade dos edifícios, um banco de dados consistente para apresentar os critérios mais utilizados pelo Building Performance Evaluation (BPE). Foi possível definir 9 dimensões de análise que são apresentadas e discutidas no trabalho.

No segundo trabalho, Cristiano Corrêa e seus colegas apresentam a simulação computacional de um incêndio anteriormente realizado como experimento em uma sala que reproduzia uma residência unifamiliar, tipicamente incendiada na cidade de Recife (PE). O objetivo do artigo é comparar os resultados do desenvolvimento das temperaturas dos gases obtidos através de simulação computacional com o software Fire Dynamics Simulator (FDS) com as medidas obtidas no experimento. Verificou-se que os resultados obtidos através do modelo desenvolvido na FDS foram coerentes com os obtidos experimentalmente.

No terceiro artigo, Mauricio de Pina Ferreira e colegas avaliam a influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC). Os parâmetros que afetam o desempenho e a resistência das vigas são avaliados, e os critérios de dimensionamento do Bulletin 14 (2001) e ACI 440-2R (2008) são discutidos. Observou-se que, mesmo com dispositivos auxiliares na ancoragem do PRFC, existe a possibilidade de falhas prematuras, e que ambas as recomendações levam a estimativas seguras, porém excessivamente conservadoras, nos casos em que a ancoragem da manta de PRFC é realizada adequadamente.

No quarto artigo, de Yagho de Souza Simões e Carol Ferreira Rezende Santos, dois métodos de reforço de estruturas degradadas pelo fogo são comparados, fibra de carbono e chapa metálica. A deterioração de uma viga em uma situação de incêndio é simulada a partir de uma modelagem numérica térmica e, em seguida, os reforços acima mencionados são calculados. Conclui-se que a fibra de carbono possui maiores vantagens no que se refere ao reforço de vigas.

O quinto trabalho desta edição é escrito por Ricardo José Carvalho Silva e colaboradores, que analisam a eficiência

do reforço em vigas de concreto armado, adicionando barras de aço aderidas com epóxi. Os ensaios mostraram que os grampos reduziram a capacidade resistente das vigas, em comparação com aquelas que não os tinham. As vigas reforçadas sem grampos obtiveram melhores resultados, mas o fator limitante mais importante foi a adesão entre o epóxi e a viga. O uso de grampos para tentar resolver o problema de aderência deu originalidade a esta investigação.

No sexto trabalho, Marcela Tavares de Araújo Silva e colaboradores avaliam um ensaio de ultrassom para estimar a profundidade das fissuras no concreto, utilizando um modelo matemático da literatura, além de verificar a profundidade com melhores resultados. Os resultados mostram que o ensaio é sensível para detectar a presença de fissuras no concreto. O modelo matemático utilizado permitiu estimar as maiores profundidades das fissuras; mas os resultados estão dispersos e com uma margem de erro alta para as profundidades de 5 cm e 15 cm, já que para 10 cm melhores resultados foram observados.

O sétimo trabalho desta edição é escrito por Renato Guilherme Pereira e colaboradores, que apresentam um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas de concreto armado bi-apoiadas submetidas a flexão pura após incêndios. As vigas apresentaram, até 120 minutos de exposição ao fogo, um bom desempenho após o incêndio, não apresentando redução significativa em sua resistência residual, e o modelo numérico foi preciso na previsão das temperaturas e da carga de ruptura residual quando os resultados experimentais foram comparados.

O artigo que encerra esta edição é de autoria de Erick Maldonado e colaboradores quem presente os resultados de concretos fabricados com bases de materiais vulcânicos de cimentos supersulfatados (SSC). Após 180 dias, o concreto com um composto cimentício de 5% An-10% CP-10% CaO-75% PM exposto à solução de CaSO₄ atingiu uma resistência à compressão de 46 MPa e 44 MPa em condições secas. laboratório A microestrutura foi analisada por microscopia eletrônica de varredura, espectroscopia de dispersão de energia e DRX, mostrando que os principais produtos de hidratação são C-S-H e etringita.

Estamos confiantes de que os artigos desta edição serão uma referência importante para os leitores envolvidos com questões de aplicações de modelagem e vida útil, bem como inspeções com metodologias modernas e / ou aprimoradas. Agradecemos aos autores que participaram desta edição por sua disposição e esforço em apresentar artigos de qualidade e atender aos prazos estabelecidos.

Pelo Conselho Editorial



Pedro Castro Borges
Editor Chefe



CONTENIDO

REVISÃO

N. Christine Sotsek, D. Sanchez Leitner, A. P. Lacerda Santos: Una revisión sistemática de los criterios del Building Performance Evaluation (BPE).

Página

1 - 14

PESQUISA APLICADA

R. Tabaczewski, C. Corrêa, T. Ancelmo Pires, J. J. Rêgo Silva: Simulação numérica e experimento de incêndio em dormitório residencial.

15 - 29

M. P. Ferreira, M. H. Oliveira, A. F. Lima Neto, L. S. Tapajós, A. Nascimento, M. C. Freire: Influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de PRFC.

30 - 47

Y. S. Simões, C. F. R. Santo: Contribuição às vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: Análise comparativa entre o reforço estrutural com fibras de carbono e chapas metálicas.

48 - 64

R. J. C. Silva, M. B. S. Muniz, F. E. S. da Silva Júnior, É. M. F. Lima, C. V. dos S. Araújo: Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas com barras de aço e adesivo estrutural epóxi.

64 - 78

M. T. A. Silva, J. H. A. Rocha, E. C. B. Monteiro, Y. V. Póvoas, E. R. Kohlman Rabbani: Avaliação do ensaio de ultrassom para a estimação da profundidade de fissuras em concreto.

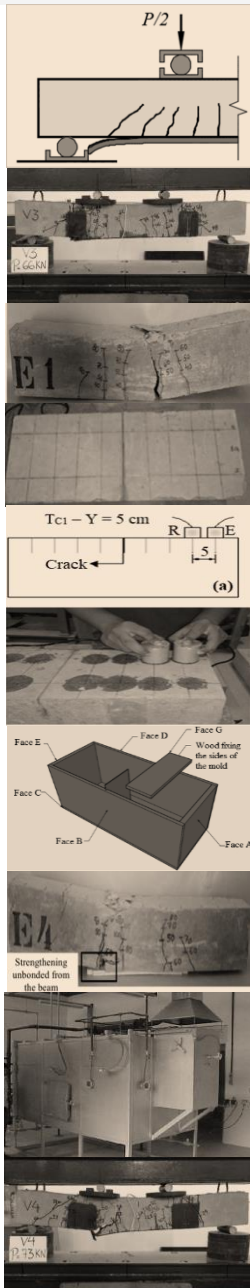
79 - 92

R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva: Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio.

93 - 105

K. Cabrera Luna, J. I. Escalante García, D. Nieves Mendoza, E. E. Maldonado Bandala: Resistência à compressão e microestrutura de concreto fabricado com materiais à base de cimento supersulfatado de origem vulcânica expostos a um ambiente de sulfato.

106 - 116



Uma revisão sistemática dos critérios do Building Performance Evaluation (BPE)

N. Christine Sotsek^{1*} , D. Sanchez Leitner¹ , A. P. Lacerda Santos¹ 

* Autor de Contato: nicollesotsek@yahoo.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.260>

Recepção: 25/09/2017 | Aceitação: 01/08/2018 | Publicação: 30/11/2018

RESUMO

O objetivo deste artigo é fornecer, por meio de uma revisão sistemática da literatura focada no controle de qualidade das edificações, um banco de dados para apresentar os critérios mais utilizados pelo Building Performance Evaluation (BPE). Mediante a esta revisão, 782 artigos foram identificados, dos quais 15 foram selecionados considerando aderência do tema a pesquisa e período de publicação. As principais informações sobre os artigos, seus autores e revistas foram debatidas. Os critérios de desempenho compilados pelos artigos analisados utilizaram como base: a literatura, questionários e entrevistas com usuários e profissionais da área, consulta a especialistas do segmento e visitas técnicas as edificações. Com tais critérios identificados foi possível definir 9 dimensões de análise que são apresentadas e discutidas neste documento.

Palavras-chave: desempenho; avaliação; critérios; construção; revisão sistemática.

Citar como: N. Christine Sotsek, D. Sanchez Leitner, A. P. Lacerda Santos (2019), "*Uma revisão sistemática dos critérios do Building Performance Evaluation (BPE)*", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 1 – 14, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.260>

¹ Universidade Federal do Paraná, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

A systematic review of Building Performance Evaluation criterias (BPE)

ABSTRACT

The objective of this article is to provide, through a systematic review of the literature, focused on the quality control of buildings, a database to present the Building Performance Evaluation (BPE) most used criteria. Through this review, 782 articles were identified, of which 15 were selected considering the subject's adherence to the research and publication period. It was discussed the main information about the articles, their authors and journals. The performance criteria compiled by the analyzed articles used as basis: literature, questionnaires and interviews with users and professionals of the area, consultation with specialists in the segment and technical visits to buildings. With these identified criteria, it was possible to define 9 dimensions of analysis that are presented and discussed in this document.

Keywords: performance; evaluation; criteria; building; systematic review.

Una revisión sistemática de los criterios del Building Performance Evaluation (BPE)

RESUMEN

El objetivo de este artículo es proporcionar, a través de una revisión sistemática de la literatura enfocada en el control de calidad de las edificaciones, una base de datos consistente para presentar los criterios más utilizados por el Building Performance Evaluation (BPE). Mediante esta revisión, 782 artículos fueron identificados, de los cuales 15 fueron seleccionados considerando adherencia del tema a la investigación y período de publicación. Las principales informaciones sobre los artículos, sus autores y revistas fueron debatidas. Los criterios de desempeño compilados por los artículos analizados utilizaron como base: la literatura, cuestionarios y entrevistas con usuarios y profesionales del área, consulta a especialistas del segmento y visitas técnicas a las edificaciones. Con estos criterios identificados fue posible definir 9 dimensiones de análisis que son presentadas y discutidas en este documento.

Palabras clave: desempeño; evaluación; criterios; construcción; revisión sistemática.

1. INTRODUÇÃO

Uma edificação é construída com objetivo de proporcionar ao ser humano um ambiente de trabalho e de vida agradável, confortável e protegido contra as intempéries climáticas (Khalil et al., 2008). Entretanto, uma edificação é fruto de um projeto e de um planejamento construído e gerenciado com base em padrões específicos estabelecidos por governos, profissionais e especialistas que devem atender não somente as exigências técnicas vigentes de cada país, mas também as expectativas e aspirações estabelecidas pelos usuários finais (Ibem et al., 2013).

Baseada nesta discussão é que se salienta a importância de estudo nesta linha de pesquisa, considerando os altos índices populacionais é imprescindível que mais edificações sejam construídas, mas que ao mesmo tempo continuem atendendo os requisitos estabelecidos pelas normas e pelos proprietários finais.

O desempenho de uma edificação pode ser definido como a capacidade de um edifício de operar com a máxima eficiência, cumprindo sua função ao longo do seu ciclo de vida útil (Khalil et al 2016). Para proporcionar esta máxima operação e aprimorar sua eficiência é essencial a avaliação regular e contínua do desempenho de edificações, o chamado building performance evaluation (BPE). O BPE é processo de comparação sistemática do desempenho real de um edifício, ou seja, ele relaciona os objetivos do cliente com os critérios de desempenho estabelecidos pelos

especialistas a fim de mensurar o grau de satisfação e desempenho de uma edificação para aqueles usuários (Preiser, 1994). Este processo visa melhorar a qualidade da gestão, do projeto e da construção proporcionando uma construção mais sustentável (Ibem et al., 2013); fornecer informações básicas sobre as necessidades, preferências e satisfação dos usuários (Vischer, 2008) e dar feedback com relação as causas e efeitos das questões ambientais relacionadas com os edifícios, informando, portanto, o planejamento e a gestão o longo prazo do ciclo de vida dos edifícios (Meir et al., 2009). Para tanto, o BPE serve como uma ferramenta que agrega valor, auxiliando os gestores na tomada de decisão a níveis estratégicos e operacionais durante construção de uma edificação (Khalil et al., 2008). Entretanto, para aplicação do BPE é necessário à definição dos critérios de avaliação que possam auxiliar no processo mensuração do desempenho de uma edificação. Segundo (Teicholz, 2003), não se pode melhorar o que não se pode medir. Medir o desempenho de uma edificação, segundo Koleoso et al., (2013), é a maneira mais segura de melhorar o desenvolvimento econômico, físico e funcional de uma edificação, garantindo que seus objetivos sejam cumpridos. Partindo deste pressuposto é que este artigo visa apresentar um panorama, por meio da revisão sistemática da literatura, dos principais trabalhos acadêmicos que estudaram e estabeleceram critérios de desempenho para avaliação de edificações a fim de auxiliar na expansão desta área de pesquisa que focada no controle de qualidade das edificações.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa adotou uma abordagem de revisão sistemática proposta por Kitchenhamet et al. (2009) e seguiu três etapas principais (Figura 1): (1) Planejamento da revisão; (2) Condução da revisão; (3) Disseminação e relatório.

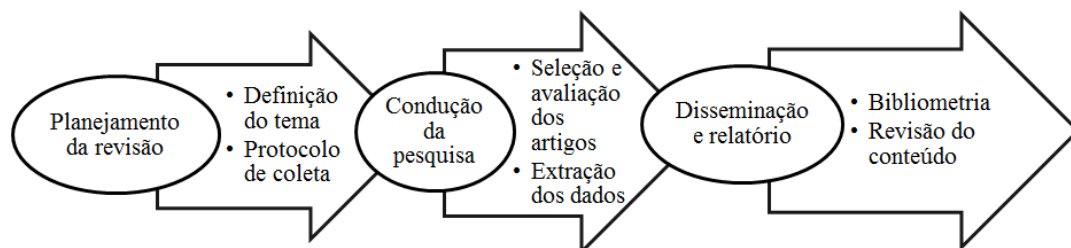


Figura 1. Processo da aplicação da revisão sistemática.
Adaptado de Kitchenhamet et al., (2009).

A primeira fase da pesquisa propõe alinhar o tema da pesquisa e elaborar o protocolo de coleta. O tema central estabelecido para pesquisa foi identificar quais são os critérios estabelecidos na literatura para avaliação do desempenho de edificações. Baseado nesta temática o protocolo de coleta foi elaborado, selecionado 3 bases de dados internacionais: Web of Science, Scopus e Science Direct, e uma base de dados brasileira, a CAPES. Em cada base de dados termos relacionados com avaliação de desempenho em construção foram testados. Na string de busca usaram-se os operadores lógicos booleanos AND, OR e as aspas para maior precisão da pesquisa, até se definir dois termos: « *building performance evaluation* » e « *building performance criteria* ». Na segunda fase da pesquisa os artigos foram sendo selecionados em função da abrangência com o tema, ou seja, se o artigo tinha como essência a definição de critérios para avaliação de desempenho de construções; o período de publicação (2010-2017) e a busca por artigos de *Journals*, descartando artigos de congressos. Após esta seleção foi realizada uma leitura dinâmica dos artigos e nesta etapa foi possível obter mais artigos por meio referencial citado pelos autores. Este processo criou um *looping* e parou somente quando não foram mais identificados artigos aplicados à temática. Os artigos identificados foram organizados em uma planilha Excel. Esta técnica de busca por novos artigos a partir dos já selecionados é conhecida como Amostragem Bola

de Neve (ABN) e foi relatada por (Biernacki e Waldorf, 1981).

Por fim, na terceira fase da pesquisa foi possível elaborar a bibliometria dos artigos e a revisão do conteúdo. Na primeira, buscou-se mensurar os principais aspectos relacionados aos artigos, os autores e as revistas. O mecanismo utilizado para identificar as citações dos artigos e a pontuação das revistas foram às plataformas “*Scopus- Search for an author profile*”, “*Scopus- Journal Metrics*” e “*Scimago Journal & Country Rank*”. Com base em todas as palavras chave identificadas nos artigos criou-se a “nuvem de palavras”, utilizando o software “*Word it out*” online. O objetivo desta etapa foi entender o panorama da pesquisa no mundo, identificando os principais autores e revistas. Na segunda etapa a proposta foi compilar as informações presentes nos artigos, organizando-as em quatro grupos: (1) métodos utilizados para elaboração dos critérios de desempenho; (2) condução dos questionários utilizados; (3) organização dos critérios identificados em 9 dimensões e (4) elaboração de uma tabela compilando todos os critérios identificados nas dimensões estabelecidas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por meio da revisão sistemática da literatura as duas palavras chave selecionadas « *building performance evaluation* » e « *building performance criteria* » foram inseridas nas quatro bases de dados selecionadas: Web of Science, Scopus e Sience Direct e CAPES. Na primeira rodada foram identificados 782 artigos. Com esta amostra foram selecionados os artigos de 2010-2017, os artigos de *Journal* e *Journal* revisados por pares, reduzindo a amostra para 424. Com estes, uma leitura dinâmica foi realizada, ou seja, uma leitura dos principais tópicos como resumo, método e resultado foi realizada, e os artigos que apresentavam em sua concepção a elaboração de um método de BPE e seleção de critérios, foram escolhidos. Em seguida, a técnica de Amostragem de Bola de Neve foi aplicada até o término da identificação de artigos aderentes ao tema. A Tabela 1 apresenta de forma detalhada o procedimento executado até o número selecionado de 15 artigos.

Tabela 1. Condução da pesquisa: seleção dos artigos.

Palavras-Chave	Base de dados	Web of Science	Science Direct	Scopus	Portal Capes	Total
	“building performance evaluation”		67	195	4	370
“building performance criteria”		27	19	2	98	146
Total de pesquisa sem filtro e com duplicidade						782
Filtros	1° Seleção do ano (2010-2017)					
	2° <i>Journal</i> e <i>Journal</i> (pares)	47	134	0	243	424
	3° Leitura dinâmica: artigo possui elaboração do método de BPE e seleção dos critérios de avaliação	0	4*	0	9*	9
	4° Bola de neve (2010-2017)			19		
	5° Leitura dinâmica			4		3
	6° Bola de neve (2010-2017)			4		
	7° Leitura dinâmica			4		2
	8° Bola de neve (2010-2017)			1		
	9° Leitura dinâmica			1		1
Total de pesquisas aderentes						15

*4 artigos iguais.

Com os 15 artigos selecionados foi possível realizar a bibliométrica e a revisão do conteúdo.

3.1 Bibliometria

Na Tabela 2 é possível identificar o nome dos autores, a base de dados onde o artigo foi identificado, o nome das revistas, seu registro “DOI” e o país de origem. As revistas que mais publicaram trabalhos (de 2010 até julho de 2017) identificando critérios de avaliação do desempenho em edificações foram: Reino Unido (60%), seguido dos Países Baixos (13,33%), China, EUA, Egito e Lituânia (6,66%). Percebe-se que mais de 85% das revistas de publicação são de países nórdicos.

Tabela 2. Resumo das informações relativas aos 15 artigos revisados.

Nº	Autores	Base de dados					Revista	DOI	País de origen da revista
		Science direct	Scopus	Web of Science	Capes	Bola de neve			
1	Gopikrishnan e Topkar (2017)	x			x		<i>Housing and Building National Research Center</i>	dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2015.08.004	Egito
2	Ibem et al (2013)	x			x		<i>Frontiers of architectural research</i>	dx.doi.org/10.1016/j.foar.2013.02.001	China
3	Khalil et al (2016)				x		<i>Ecological Indicators</i>	doi.org/10.1016/j.ecolind.2016.07.032	Países Baixos
4	Khan e Kotharkar (2012)	x					<i>Procedia - Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.08.052	Reino Unido
5	Steinke et al (2010)				x		<i>Health environments research & design journal</i>		EUA
6	Nazeer e Silva 2016				x		<i>Built Environment Project and Asset Management</i>	doi 10.1108/BEPAM-09-2014-0049	Reino Unido
7	Talib et al 2013	x					<i>Facilities</i>	doi.org/10.1108/f-06-2012-0042	Reino Unido
8	Støre-Valen e Lohne 2016	x					<i>Facilities</i>	doi 10.1108/F-12-2014-0103	Reino Unido
9	Mohit e Azim (2012)					x	<i>Procedia- Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.08.078	Reino Unido
10	Nik-Mat et al (2011)					x	<i>Procedia Engineering</i>	doi:10.1016/j.proeng.2011.11.174	Reino Unido
11	Hashim et al (2012)					x	<i>Procedia - Social and Behavioral Sciences</i>	doi: 10.1016/j.sbspro.2012.12.231	Reino Unido
12	Lavy et al (2010)					x	<i>Facilities</i>	doi.org/10.1108/02632771011057189	Reino Unido
13	Mohit e Nazyddah (2011)					x	<i>Journal of Housing and the Built Environment,</i>	doi 10.1007/s10901-011-9216-y	Países Baixos
14	Lai e Man (2017)					x	<i>International Journal of Strategic Property Manag.</i>	doi:10.3846/1648715X.2016.1247304	Lituânia
15	Elyna Myeda et al (2011)					x	<i>Journal of Facilities Management</i>	doi.org/10.1108/14725961111148090	Reino Unido

Entretanto, percebe-se pela Figura 2, que a maior parte das pesquisas e dos autores das pesquisas está concentrada nos países ocidentais. A Malásia é o país com o maior número pesquisadores.



Figura 2. Informações sobre o país de origem da pesquisa e dos autores.

Por meio da plataforma “Scopus- Search for an author profile”, foi possível verificar os artigos mais citados e as co-citações feitas entre eles (Tabela 3). O artigo de (Steinke et al., 2016) foi o mais citado na literatura, seguido do artigo de (Mohit e Naydaah, 2011). A Tabela 3 mostra quantas vezes os artigos foram citados na literatura de forma geral, e onde existiram casos de citações entre si.

Tabela 3. Citações e co-citações identificados nos 15 artigos revisados.

Artigos que foram citados	Gopikrishnan e Topkar (2017)	Ibem et al (2013)	Khalil et al (2016)	Khan e Kotharkar (2012)	Steinke et al (2010)	Nazeer e Silva 2016	Talib et al 2013	Støre-Valen e Lohne (2016)	Mohit e Azim (2012)	Nik-Mat et al (2011)	Hashim et al (2012)	Mohit e Nazyddah (2011)	Lavy et al 2010	Lai e Man (2017)	Elyna Myeda et al (2011)
Número de citações na literatura	0	6	2	0	15	0	0	1	1	1	0	8	0	1	0
Steinke et al (2010)						1		1							
Lavy et al 2010					1	1		1		1				1	
Myeda et al (2011)					1			1						1	
Nik-Mat et al (2011)	1														
Mohit e Azim (2012)	1														
Ibem et al (2013)	1														

Com as plataformas “Scopus- Journal Metrics’ e “Scimago Journal & Country Rank” foi possível conhecer mais a respeito das revistas identificadas. As informações apresentadas na Tabela 4 fazem referência ao número de publicações dos anos de 2015-2016, o score de cada revista conforme sua área de registro, o seu rank e seu impacto na plataforma Scopus e Scimago.

Tabela 4. Métricas dos Journals

Revistas	JCR (2017)	SJR 2015	SJR 2016	CiteScore	SRJ	H index	Total cites 2015	Total cites 2016	Documentos 2013/2015	CiteScore Rank	Nº artigos
Frontiers of architectural research	-	0,432	0,392	0,88	0,392	10	151	112	128	37/223	1
Ecological Indicators	3,983	1,481	1,308	4,07	1308	78	5039	5218	1286	20/291	1
Built Environment Project and Asset Management	-	0,243	0,317	1,07	0,317	8	53	75	71	93/245	1
Facilities	-	0,369	0,421	1,06	0,421	25	118	148	141	14/87	3
Procedia Engineering	-	0,238	0,282	0,74	0,282	31	6130	6732	9257	108/265	1
Journal of Housing and the Built Environment	1,329	0,649	0,866	1,16	0,866	31	132	142	120	30/134	1
International Journal of Strategic Property Management	-	0,561	0,293	0,92	0,293	19	117	82	90	161/347	1
Procedia - Social and Behavioral Sciences	-	0,159	-	-	0,159	29	185	-	-	-	3
Journal of Facilities Management	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Housing and Building National Research Center	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Health environments research & design journal*	1,387	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

* Artigo mais citado dentro da nossa revisão; (SNIP)= Source-Normalized Impact per Paper; (SJR)= SCImago Journal Ranking.

Com as palavras chave identificadas nos 15 artigos selecionados foi possível com auxílio do software “Word it out” criar a nuvem de palavras. As três palavras mais destacadas pelos artigos foram na sequência: Performance, Building e Evaluation (Figura 3). Essa nuvem de palavras permite obter um panorama do que foi estudado dentro destes artigos com relação à avaliação de edificações, assuntos tais como: auxílio na tomada de decisão de empreendimentos; melhoria dos processos e das condições físicas das edificações. Os locais pesquisados: setor corporativo (escritórios); educação (escolas e universidades). O que vem sendo utilizado como instrumento, tais como questionários; análise de pós- ocupação, entre outros.



Figura 3. Nuvem de palavras-chave.

3.2 Revisão do Conteúdo

Os 15 trabalhos identificados na literatura utilizaram diversos métodos para elaboração dos critérios de avaliação do desempenho de edificações. Consultando estes artigos percebeu-se que a revisão da literatura foi o método empregado em todos os artigos, ou seja, os autores buscaram explorar primeiro os critérios já listados e identificados na literatura e depois passaram, na sua grande maioria, a explorar os critérios na prática. Os critérios foram testados, avaliados e validados por meio de questionários (67%) feitos com os usuários e/ou profissionais da área da construção, tais como engenheiros e arquitetos. Em 30% dos questionários aplicados, primeiros especialistas da área foram consultados, e depois os usuários. Em 20% dos questionários empregados apenas os especialistas foram consultados. Nos questionários aplicados, a escala Likert foi o instrumento utilizado em 50% destes.

A visita técnica que consiste em uma análise visual das edificações e consulta de documentos, tais como projeto e fichas técnicas, foi o método utilizado em 33% dos artigos. Ela não foi empregada de forma isolada, mas sempre em conjunto com outros métodos. A entrevista foi utilizada em 27% dos artigos, sendo realizada com usuários e/ou com profissionais da área. O método AHP (7%) foi explorado em menor escala, aplicado em elo com a consulta de especialistas. O panorama completo dos métodos empregados pode ser visualizado na Tabela 5.

Tabela 5. Métodos utilizados para identificação dos critérios de desempenho.

Nº	Métodos						
	Literatura	Consulta especialista	Questionário	Escala Likert	Visita técnica/ observação	Entrevista	Método AHP
1	x	x	x	x			
2	x		x	x	x		
3	x	x					x
4	x		x		x	x	
5	x	x					
6	x	x	x	x			
7	x		x				
8	x						
9	x		x	x			
10	x		x		x	x	
11	x		x		x	x	
12	x	x	x				

13	x		x	x		
14	x					
15	x				x	x

O questionário foi o segundo método mais utilizado pelos autores para identificar os critérios necessários para avaliar uma construção. Destes, 80% foram aplicados, e 20% não aplicados, ou seja, no caso dos 20% os autores apresentam o questionário como referência e como instrumento para testar os critérios, mas não o utilizaram de fato. Nos questionários aplicados, em suma, cerca de 3.196 questionários foram enviados. Somente o trabalho de (Nik-Mat et al., 2011) enviou 1.230 questionários. A taxa de resposta variou de 20,4% a 100% nos trabalhos aplicados. Para seleção dos respondentes aos questionários, o critério mais utilizado foi o tempo de trabalho na área, no caso dos especialistas, e para os usuários, o tempo de moradias nas habitações. Os trabalhos organizaram os critérios em dimensões que foram validadas. Em alguns casos, os critérios foram reorganizados e depois validados pelos autores (Tabela 6).

Tabela 6. Resumo dos questionários aplicados.

Nº	Dimensões e critérios de desempenho	Tamanho da amostra	Respostas por artigo	Taxa resposta (%)	Resultado	Aplicabilidade
1	13 dimensões com n critérios (não detalhados)				13 dimensões	Não aplicado
2	5 dimensões com 27 critérios	670	452	67,5%	5 dimensões	Aplicado
4	5 dimensões com 22 critérios				5 dimensões	Não aplicado
6	7 dimensões com 57 critérios	37 especialistas	31 especialistas	83,80%	7 dimensões	Aplicado
7	3 dimensões com 58 critérios	225	166 e 192	74%/85%	3 dimensões com 11 critérios validados	Aplicado
9	4 dimensões com 46 critérios	100	100	100%	4 dimensões	Aplicado
10	3 dimensões com 17 critérios	2 categorias: usuários e equipe de construção: 1.230	252	20,40%	3 dimensões	Aplicado/não detalhado
11	7 dimensões com 34 critérios	3 categorias: usuários; público externo e equipe de construção			7 dimensões	Aplicado/não detalhado
12	4 dimensões com 35 critérios	11 representantes da indústria	7	63,60%	4 dimensões	Aplicado

13	5 dimensões e 45 critérios	3 categorias: moradores grupos; individuais e moradores em trânsito: 960	250	27,60%	5 dimensões	Aplicado
----	----------------------------	--	-----	--------	-------------	----------

Na íntegra cada artigo fornece uma gama de critérios que devem ser analisados para avaliar o desempenho de uma construção. Em alguns casos, os artigos criaram dimensões para organizar seus critérios, em outros, os artigos apresentaram os critérios sem apresentar um grupo específico. Desta forma, os autores deste trabalho organizaram os critérios identificados nos artigos em 9 dimensões estabelecidas a partir da leitura dos trabalhos (Tabela 7).

Tabela 7. Dimensões estabelecidas para organizar os critérios de avaliação do desempenho de uma construção.

Autores	Dimensões para mensurar o desempenho									
	Funcional	Técnico/Manutenção	Ambiente (espaços/localização)	Financeiro/Econômico	Ambiental	Imagem/Aparência estética	Relação vizinhança	Processo	Liderança	Tipos de construção
Gopikrishnan e Topkar (2017)	x	x	x							n/s
Ibem et al (2013)	x	x	x	X		x				Moradia
Khalil et al (2016)	x	x	x							Educação
Khan e Kotharkar (2012)	x	x	x				X			Educação
Steinke et al (2010)	x	x	x	X						Saúde
Nazeer e Silva 2016	x	x	x	X	X			x	x	Educação
Talib et al (2013)	x	x	x							Saúde
Støre-Valen e Lohne (2016)	x	x	x		X					n/s
Mohit e Azim (2012)		x	x			x	X			Moradia
Nik-Mat et al (2011)	x	x				x				Moradia
Hashim et al (2012)	x	x	x	X		x				Moradia
Lavy et al (2010)	x	x	x	X						n/s
Mohit e Nazyddah (2011)	x		x		x		X			Moradia
Lai e Man (2017)	x	x		X	x					Comercial
Elyna Myeda et al (2011)	x	x	x			x				Comercial

Percebe-se pela Tabela 7 que 20% dos artigos estão preocupados em criar critérios que avaliam as construções de modo geral. Entretanto, os outros 80% mostram que é importante estabelecer critérios específicos para cada tipo de construção, no caso: moradia, educação, saúde e comércio. As nove dimensões elaboradas envolvem a análise dos aspectos relacionados com a condição funcional de uma edificação, tais como: condição do ar, do ambiente (conforto acústico e térmico), ruídos, proteção contra incêndio, a iluminação, entre outras; a condição técnica envolve a estrutura

da edificação, o encanamento e serviços elétricos, por exemplo. A dimensão ambiente, faz referência aos espaços (dos cômodos) e localização do empreendimento; a dimensão financeira envolve os gastos relacionados com a edificação (manutenção, luz, água). A dimensão ambiental faz referência os índices de gastos com luz, água e coleta de lixo; a dimensão de imagem envolve a estética e aparência das edificações.

A dimensão “relação entre vizinhança” apresenta o contato dos moradores com os arredores. A dimensão “processos” envolve o controle e gestão dos serviços prestados dentro de um empreendimento e pôr fim a dimensão liderança faz referência as instruções estabelecidas aos proprietários e funcionários na ocupação da construção. As dimensões mais empregadas durante a avaliação construtiva fazem referência a Funcional (93%) e a Técnica (93%), seguida da Ambiente (88%).

Os critérios de avaliação identificados nos 15 artigos estudados e que foram organizados em 9 dimensões, são apresentados a seguir:

- Gopikrishnan e Topkar (2017): Conforto térmico; ventilação; conforto visual (iluminação natural); segurança contra incêndios, raios, acidentes em geral; conforto acústico; controle de água; controle da qualidade do ar; controle dos serviços de água potável e eletricidade; manutenção da edificação (fissuras, vazamentos, infiltração, umidade, esgoto); controle do saneamento básico; controle de acabamentos internos e externos a edificação; avaliação dos espaços tais como tamanho das áreas internas e externas, acessibilidade a conectividade da edificação (redes), a estradas ao redor, escadas e elevadores internos a edificação. Controle da coleta de lixo e da manutenção da estética da edificação.
- Ibem et al (2013): Controle visual; térmico e acústico; controle da qualidade do ar; segurança contra incêndios, insetos, animais perigosos, umidade; manutenção da edificação; controle dos serviços elétricos e sanitários; avaliação dos espaços internos, do design da edificação e da sua localização (acessibilidade para moradores); controle dos custos efetivos com a edificação; controle da aparência estética da construção e dos materiais utilizados na construção.
- Khalil et al (2016): segurança contra incêndios; conforto térmico; conforto visual (iluminação artificial e natural); controle de resíduos; da ventilação; conforto acústico; avaliação da estabilidade estrutural; dos serviços elétricos e sanitários; controle dos materiais de acabamento; controle da limpeza da edificação; avaliação dos tamanho dos espaços e da circulação e avaliação da sinalização dos ambientes na edificação.
- Khan e Kotharkar (2012): segurança contra incêndios; conforto visual; avaliação da estabilidade estrutural; controle dos serviços de saneamento; avaliação dos tamanhos dos espaços internos; avaliação da flexibilidade dos ambientes internos e controle da estética da edificação.
- Steinke et al (2010): avaliação de como a edificação contribui para o desempenho da qualidade de vida dos moradores/funcionários; nível de inovação e praticidade da edificação; nível de gastos (energia e água) e nível de satisfação dos moradores/funcionários.
- Nazeer e Silva (2016): controle visual (iluminação natural); conforto térmico; controle dos equipamentos de segurança, da higiene interna da edificação; controle olfativo dos ambientes; avaliação da sinalização interna e externa dos ambientes; controle acústico; ventilação; manutenção interna da edificação; controle estrutural; durabilidade dos materiais; avaliação da acessibilidade e flexibilidade dos espaços pelos moradores; acessibilidade que a edificação possui a portadores de deficiências físicas; avaliação da sinalização dos ambientes na edificação; avaliação dos custos relacionados com a edificação (financiamentos e manutenção da edificação); controle dos resíduos; avaliação de recursos existentes para auxiliar no gerenciamento de resíduos; controle da estética da edificação; processos existentes verificar conhecimento dos moradores com relação a

manutenção, uso de recursos; gerenciamento de resíduos; segurança contra incêndio, entre outros e nível de treinamento que os usuários obtiveram para fazer manutenção adequada da edificação.

- Talib et al (2013): avaliação de como a edificação contribui para o desempenho da qualidade de vida dos moradores/funcionários; controle da qualidade estrutural e elétrica da edificação; acessibilidade dos espaços e avaliação da qualidade do design da edificação.
- Støre-Valen e Lohne (2016): Avaliação da funcionalidade, da usabilidade, da flexibilidade da edificação e dos recursos sustentáveis existentes na edificação.
- Mohit e Azim (2012): ventilação do ambiente; acessibilidade dos serviços de eletricidade, tais como quantidade de tomadas; controle dos serviços elétricos e de saneamento; avaliação do tamanho dos espaços; localização da edificação (acessibilidade aos moradores); áreas de lazer de estacionamento; controle de coleta de resíduos e relação da vizinha (nível de segurança, envolvimento com da vizinhança).
- Nik-Mat et al (2011): controle da qualidade do ar; controle visual; nível de segurança da edificação; controle de limpeza, da manutenção da edificação interna e externa e acessibilidade dos espaços internos e externo (estacionamento).
- Hashim et al (2012): conforto térmico, acústico, visual, ventilação; conforto de comodidade do ambiente; controle da manutenção da edificação, dos materiais utilizados na construção; da limpeza; avaliação do tamanho dos espaços internos a edificação e da sua adaptabilidade aos moradores; custos relacionados com a edificação (manutenção, energia; resíduos, entre outros) e avaliação da estética da construção.
- Lavy et al (2010): avaliação de como a edificação traz sensação de conforto aos moradores, considerando nível de segurança e higiene; conforto térmico, acústico, visual (iluminação natural), qualidade do ar; manutenção da edificação; controle dos serviços sanitários e elétricos; avaliação da acessibilidade da edificação para os moradores a nível de localização, espaço dos cômodos, estacionamento e também da acessibilidade a portadores de deficiências físicas; avaliação dos custos gastos com manutenção da edificação, energia, água; controle de coleta de resíduos; controle da estética da edificação (acabamentos) e relação de envolvimento da vizinhança com a edificação.
- Mohit e Nazyddah (2011): conforto acústico; ventilação; acessibilidade dos serviços de eletricidade, tais como quantidade de tomadas; segurança contra incêndios; avaliação dos cômodos (estrutura física); avaliação da acessibilidade da edificação, tais como presença de corredores adequados, escadas, elevadores, estacionamento; acesso da edificação as conveniências da comunidade e controle da coleta de resíduos.
- Lai e Man (2017): conforto térmico; visual; acústico; qualidade do ar; satisfação dos usuários e/ou dos profissionais; percentual de segurança da edificação; eficiência da edificação com relação a tempo de manutenção; avaliação da manutenção preventiva e corretiva; custos efetivos com a edificação (manutenção, com funcionários; seguro do local, entre outros) e controle do consumo de energia pelos usuários da edificação.
- Elyna Myeda et al (2011): Conforto visual (iluminação); qualidade do ar; segurança da edificação; controle dos acabamentos (internos e externos) da edificação; manutenção geral da edificação; controle da limpeza e dos serviços elétricos e sanitários; avaliação da acessibilidade da edificação aos moradores, tais como escadas, elevadores, sinalização dos espaços, estacionamento e controle/manutenção do paisagismo e design da edificação.

4. CONCLUSÕES

Neste artigo apresenta-se de uma forma detalhada um grupo de critérios estabelecidos por autores para *building performance evaluation* (BPE). A abordagem da revisão sistemática, juntamente com a técnica de Amostragem de Bola de neve resultou na identificação de 15 artigos. Tanto a

bibliometria como o conteúdo destes artigos foram investigados. O Reino Unido é o país responsável por publicar o maior número de trabalhos nesta área, embora a maioria das pesquisas realizadas e dos autores seja dos países do oriente como Malásia e a Índia. As citações dos artigos e a pontuação das revistas respectivas também foram verificadas, percebendo-se que há um número razoável de co-citações entre os exemplares estudados.

Complementarmente a busca na literatura pelos critérios do BPE, os artigos também utilizaram métodos práticos, tais como, questionários, consulta a especialistas, entrevistas e visitas técnicas as edificações. Os artigos mostram uma preocupação na elaboração de critérios específicos para cada tipo de construção ao invés de estabelecer critérios para edificações de modo geral. Os critérios identificados foram agrupados em 9 dimensões: funcional, técnico, ambiente, financeiro, ambiental, imagem/aparência física, relação vizinhança, processo e liderança. Os critérios mais utilizados para avaliação de uma edificação foram os critérios elencados nas dimensões funcionais e técnicas, tais como: conforto térmico, visual (iluminação), acústico, segurança contra incêndios, qualidade do ar, manutenção e limpeza das instalações (sanitárias e elétricas) da edificação.

5. AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi apoiada pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Construção civil (PPGECC) na Universidade Federal do Paraná (UFPR).

6. REFERÊNCIAS

- Biernacki, P., Waldorf, D. (1981), “*Snowball Sampling: problems and technique of chain referral sampling*”. Sociological Methods & Research, v.10, n.2, p.141-163. <https://doi.org/10.1177/004912418101000205>
- Elyna Myeda, N., Nizam Kamaruzzaman, S., Pitt, M. (2011), “*Measuring the performance of office buildings maintenance management in Malaysia*”. Journal of Facilities Management, 9(3), 181-199. <https://doi.org/10.1108/14725961111148090>
- Gopikrishnan, S., Topkar, V. M. (2017), “*Attributes and descriptors for building performance evaluation*”. HBRC Journal, Volume 13, Issue 3, December 2017, Pages 291-296. <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2015.08.004>
- Hashim, A. E., Aksah, H., Said, S. Y. (2012). “*Functional assessment through post occupancy review on refurbished historical public building in Kuala Lumpur*”. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 68, 330-340. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.12.231>.
- Ibem, E. O., Opoko, A. P., Adeboye, A. B., Amole, D. (2013), “*Performance evaluation of residential buildings in public housing estates in Ogun State, Nigeria: Users' satisfaction perspective*”. Frontiers of Architectural Research, 2(2), 178-190. <http://dx.doi.org/10.1016/j.foar.2013.02.001>.
- Khan, S., Kotharkar, R. (2012), “*Performance evaluation of school environs: Evolving an appropriate methodology building*”. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 50, 479-491. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.08.052>
- Khalil, N. Nawawi, A. H. (2008), “*Performance assessment of government and public buildings via post occupancy evaluation*”. Journal Asian Social Science, 4 (9), pp: 103–112. <http://dx.doi.org/10.5539/ass.v4n9p103>
- Khalil, N., Kamaruzzaman, S. N., Baharum, M. R. (2016), “*Ranking the indicators of building performance and the users' risk via Analytical Hierarchy Process (AHP): case of Malaysia*”. Ecological Indicators, 71, 567-576. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecolind.2016.07.032>.
- Kim, S., Yang, I., Yeo, M., Kim, K. (2005), “*Development of a housing performance evaluation model for multifamily residential building in Korea*”. Building and Environment, Volume 40, Issue 8, pp: 1103-1116. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2004.09.014>

- Kitchenham, B., Brereton, O. P., Budgen, D., Turner, M., Bailey, J., Linkman, J. (2009), “*Systematic Literature Reviews in Software Engineering: a systematic literature review*”. Information and Software Technology, Volume 51, Issue 1, pp: 7-15. <https://doi.org/10.1016/j.infsof.2008.09.009>
- Koleoso, H., Omirin, M., Adewunmi, Y., Babawale, G. (2013), “*Applicability of existing performance evaluation tools and concepts to the Nigerian facilities management practice*”. International Journal of Strategic Property Management, 17(4), 361-376. doi: <https://doi.org/10.3846/1648715X.2013.861367>.
- Lai, J. H., Man, C. S. (2017), “*Developing a performance evaluation scheme for engineering facilities in commercial buildings: state-of-the-art review*”. International Journal of Strategic Property Management, 21(1), 41-57. <http://dx.doi.org/10.3846/1648715X.2016.1247304>.
- Lavy, S., Garcia, J. A., Dixit, M. K. (2010), “*Establishment of KPIs for facility performance measurement: review of literature*”. Facilities, 28 (9/10), 440-464. <https://doi.org/10.1108/02632771011057189>.
- Mohit, M. A., Azim, M. (2012), “*Assessment of residential satisfaction with public housing in Hulhumale’, Maldives*”. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 50, 756-770. doi: <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.08.078>.
- Meir, I. A., Garb, Y., Jiao, D., Cicelsky, A. (2009), “*Post-occupancy evaluation: an inevitable step toward sustainability*”. Advances in Building Energy Research 3(1), pp:189-219. <https://doi.org/10.3763/aber.2009.0307>
- Meng, X., Minogue, M. (2011), “*Performance measurement models in facility management: a comparative study*”. Facilities, 29 (11/12), 472-484. <https://doi.org/10.1108/02632771111157141>.
- Nazeer, S. F; De Silva, N. (2016), “*TBPE scoring framework for tropical buildings*”. Built Environment Project and Asset Management, Vol. 6 Issue: 2, pp.174-186, <https://doi.org/10.1108/BEPAM-09-2014-0049>.
- Nik-Mat, N. E. M., Kamaruzzaman, S. N., Pitt, M. (2011), “*Assessing the maintenance aspect of facilities management through a performance measurement system: A Malaysian case study*”. Procedia Engineering, 20, 329-338. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.11.174>.
- Preiser, W. F. E. (1994), “*Built environment evaluation: conceptual basis, benefits and uses*”. Journal of Architectural and Planning Research, 11 (2), pp: 91–107.
- Steinke, C., Webster, L., Fontaine, M. (2010), “*Evaluating building performance in healthcare facilities: an organizational perspective*”. HERD: Health Environments Research & Design Journal, 3(2), 63-83.
- Støre-Valen, M., Lohne, J. (2016), “*Analysis of assessment methodologies suitable for building performance*”. Facilities, 34(13/14), 726-747.: <https://doi.org/10.1108/F-12-2014-0103>
- Talib, Y., Yang, R. J., Rajagopalan, P. (2013), “*Evaluation of building performance for strategic facilities management in healthcare: A case study of a public hospital in Australia*”. Facilities, Vol. 31 Issue: 13/14, pp.681-701, <https://doi.org/10.1108/f-06-2012-0042>.
- Teicholz, E. (2003), “*Rationale and challenge*”. In: Teicholz, E. (Ed.), *Facility design and management handbook*, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Vischer, J. C. (2008), “*Towards a user centred theory of built environment*”. Journal Building Research & Information. 36 (3) 231–240. <https://doi.org/10.1080/09613210801936472>

Simulação numérica e experimento de incêndio em dormitório residencial

R. Tabaczinski¹ , C. Corrêa^{1*} , T. Ancelmo Pires¹ , J.J. Rêgo Silva¹ 

* Autor de Contato: cristianocorreacbmpe@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.315>

Recepção: 29/05/2018 | Aceitação: 06/11/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Este artigo apresenta a simulação computacional de um incêndio realizado experimentalmente em um cômodo que reproduziu um dormitório de residência unifamiliar tipicamente incendiada na cidade de Recife (Pernambuco – Brasil). O ensaio experimental deste incêndio é apresentado por Corrêa et al. (2017), e o estudo discutido neste artigo tem por objetivo comparar os resultados de desenvolvimento de temperaturas dos gases obtidos através da simulação computacional com o software Fire Dynamics Simulator (FDS) com as aferições obtidas experimentalmente. Verificou-se que os resultados de temperaturas obtidos através do modelo desenvolvido no FDS foram coerentes com os obtidos experimentalmente. Aspira-se que este estudo auxilie e incentive o uso desta ferramenta em estudos de Segurança Contra Incêndio em Edificações (SCIE).

Palavras-chave: segurança contra incêndios em edificações (scie); incêndios em cômodos; incêndios em residências; simulação computacional de incêndios; fire dynamics simulator.

Citar como: R. Tabaczinski, C. Corrêa, T. Ancelmo Pires, J. J. Rêgo Silva (2019), "Simulação numérica e experimento de incêndio em dormitório residencial", Revista ALCONPAT, 9(1), pp. 15-30, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.315>

¹ Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Numerical simulation and fire experiment in residential dormitory

ABSTRACT

This article presents a computer-made simulation of a fire that had already been done by experiment in a room that reproduced a bedroom of a one-family residence, typically burned in the city of Recife (Pernambuco - Brazil). The experimental test of this fire has been presented by Corrêa *et al.* (2017), and the study presented in this article has as objective to compare the results on the development of the temperature of gases, got from the computer-made simulation with the *software Fire Dynamics Simulator* (FDS) with the values got by the experiment. We have found out that the temperature obtained through the model developed by the FDS were coherent with the ones obtained by experiment. We hope this study shall help and encourage this tool's use in studies about Buildings' Fire Prevention (BFP) in rooms and fire in residences.

Keywords: buildings' fire prevention (bfp); fire in rooms; fire in residences; computer-made fire simulation; *fire dynamics simulator*.

Simulación numérica y experimento de incendio en dormitorio residencial

RESUMEN

Este artículo presenta la simulación computacional de un incendio previamente realizado como un experimento en una habitación que reproducía un cuarto de residencia unifamiliar típicamente incendiada en la ciudad de Recife (Pernambuco - Brasil). El ensayo experimental de este incendio es presentado por Corrêa *et al.* (2017), y el estudio discutido en este artículo tiene por objetivo comparar los resultados del desarrollo de las temperaturas de los gases obtenidos a través de la simulación computacional con el *software Fire Dynamics Simulator* (FDS) con las medidas obtenidas en el experimento. Se ha verificado que los resultados obtenidos a través del modelo desarrollado en el FDS han sido coherentes con los obtenidos experimentalmente. Se aspira a que este estudio auxilie e incentive el uso de esta herramienta en estudios de Seguridad Contra Incendios en Edificaciones (SCIE), en habitaciones e incendios en residencias.

Palabras-clave: seguridad contra incendios en edificaciones (scie); incendios en habitaciones; incendios en residencias; simulación computacional de incendios; *fire dynamics simulator*.

1. INTRODUÇÃO

Incêndios são eventos trágicos que ocorrem com frequência no Brasil e no mundo, possuindo um grande potencial destrutivo de patrimônio e de vidas. Segundo o estudo realizado por Corrêa *et al.* (2015) sobre a ocorrência de incêndios na cidade de Recife (Pernambuco – Brasil) nos anos de 2011-2013, cerca de 33% das ocorrências desses eventos foram em edificações. Desta porcentagem, cerca de 40% corresponde a edificações residenciais, sendo que, a grande maioria destes eventos, aproximadamente 75%, ocorrem em residências unifamiliares. Segundo os autores, esse fato é preocupante, visto que, no Brasil este tipo de edificação não possui orientações normativas preventivas sobre Segurança Contra Incêndios (SCI), mostrando a necessidade de investimento em pesquisas nesta área de conhecimento.

Estudos do comportamento e desenvolvimento de incêndios em edificações são de suma importância para auxiliar investigadores e pesquisadores na compreensão deste fenômeno. Com esses estudos é possível, dentre outros, estimar temperaturas e prever a movimentação de fumaça em edificações incendiadas antes mesmo da ocorrência do sinistro, auxiliando no desenvolvimento de estratégias que visam a proteção à vida de seus ocupantes e ao patrimônio.

A simulação computacional é uma ferramenta que apresenta grandes potencialidades no auxílio de estudos voltados para a Segurança Contra Incêndios em Edificações (SCIE), proporcionado ao

pesquisador uma melhor compreensão do comportamento deste fenômeno. Atualmente, o uso desta ferramenta é uma prática comum entre os pesquisadores desta área pelo mundo. Entretanto, no Brasil, a utilização de *softwares* para este fim ainda é pouco difundida, fato que acarreta em uma escassa disponibilidade de literatura para auxiliar na compreensão e utilização dos mesmos (TABACZENSKI, *et al.*, 2017a)

Em suma, os *softwares* de simulação de incêndios podem ser baseados no modelo de zonas, como os *softwares* OZone, desenvolvido pela *University of Liège*, e o *Consolidated Model of Fire and Smoke Transport* (CFAST), desenvolvido pelo *National Institute of Standards and Technology* dos Estados Unidos da América (NIST/EUA), ou, baseados no modelo de fluidodinâmica computacional (em inglês *Computational Fluid Dynamics*, CFD), como os *softwares* *Fire Dynamics Simulator* (FDS), também desenvolvido pelo NIST, e o *SMARTFIRE*, desenvolvido pela *University of Greenwich*.

Dos *softwares* de simulação de incêndios, o FDS é o mais utilizado em pesquisas técnico-científicas, e conseqüentemente o mais rico em literatura disponível. Desde o início da sua divulgação, no ano de 2000, este vem sendo amplamente utilizado em estudos de SCIE no mundo. No Brasil, as primeiras publicações de pesquisas realizadas com o auxílio deste *software* datam o ano de 2008 e, aos poucos este tem ganhado espaço no meio técnico-científico como ferramenta para auxiliar estudos voltados tanto para diagnóstico, como para prognósticos de edificações em situação de incêndio.

Devido ao conhecimento insuficiente das propriedades dos materiais (principalmente dos materiais combustíveis), e de modelos completos de pirólise e comportamento de combustão destes materiais, ainda há uma necessidade de melhorias nas técnicas de simulação neste *software*. Sendo assim, os ensaios experimentais de incêndio em escala completa são de suma importância para aprimorar os conhecimentos acerca do comportamento deste fenômeno, possibilitando a comparação de medições aferidas com os resultados numéricos, afim de melhorar a precisão dos modelos desenvolvidos (BYSTRÖM *et al.*, 2012).

A fim de demonstrar algumas das potencialidades da utilização do FDS no auxílio de estudos de SCIE, este trabalho tem por objetivo desenvolver um modelo computacional que seja capaz de reproduzir o desenvolvimento de temperaturas nos primeiros minutos de um incêndio realizado experimentalmente por Corrêa *et al.* (2017), em um cômodo que representou um dormitório pertencente a residências unifamiliares tipicamente incendiadas na cidade de Recife.

1.1 Revisão Bibliográfica

No panorama mundial, diversos estudos de SCIE vêm utilizando ensaios experimentais para calibrar os modelos de simulação computacional de incêndios desenvolvidos no FDS (McGRATTAN *et al.*, 2013; WANG *et al.*, 2016; YU LONG-XING *et al.*, 2018). Byström *et al.* (2012), realizaram um ensaio experimental de incêndio com peças de madeira sob baixa temperatura ambiente, em um edifício de concreto de dois andares e, posteriormente desenvolveu um modelo computacional deste experimento no FDS. Os resultados experimentais do desenvolvimento de temperaturas foram comparados com os resultados das simulações numéricas, mostrando que o modelo desenvolvido apresentou resultados coerentes com os obtidos experimentalmente.

Yuen *et al.* (2014), conduziram alguns ensaios experimentais de incêndio em um dormitório totalmente mobiliado e posteriormente desenvolveu um modelo computacional deste cenário no FDS. A análise dos resultados mostrou que o modelo computacional foi capaz de proporcionar previsões de temperatura, fluxo de calor, e propagação do incêndio e fumaça coerentes com os obtidos experimentalmente.

Entre os estudos desenvolvidos no Brasil, percebe-se uma predominância de análises prognósticas e há uma carência de estudos experimentais que possam auxiliar na validação dos modelos computacionais desenvolvidos. Apesar disso, alguns estudos têm utilizado ensaios experimentais

encontrados na literatura para calibrar os modelos desenvolvidos no FDS. (TABACZENSKI *et al.*, 2017a)

Centeno *et al.* (2015) desenvolveram um modelo computacional de um incêndio de poça (em inglês *pool fire*) confinado em um ambiente residencial, baseado em um ensaio experimental encontrado na literatura. Com este estudo, os autores observaram que o perfil de temperatura obtido com o FDS teve concordância com os resultados experimentais, demonstrando a capacidade do software em reproduzir o incêndio estudado.

Tabaczenski *et al.* (2017b) desenvolveram um modelo computacional de um incêndio em um compartimentado representando um escritório, baseado em um ensaio experimental encontrado na literatura. Com este estudo os autores constataram que o conhecimento e aplicação das propriedades térmicas não só dos materiais combustíveis, mas também dos materiais incombustíveis envolvidos numa simulação computacional no FDS é de suma importância para a obtenção de resultados coerentes com as situações reais. Desta forma, os resultados obtidos mostraram que, quando calibrados adequadamente, os modelos desenvolvidos no *software* podem retornar previsões confiáveis de desenvolvimento de temperaturas dos gases em cenários de incêndio.

2. ESTUDO EXPERIMENTAL

O estudo experimental é apresentado por Corrêa *et al.* (2017). Neste estudo, foi realizada uma análise de desenvolvimento de temperaturas decorrentes de um incêndio em um cômodo pertencente ao pavimento térreo da Oficina de treinamento de Combate a Incêndio, dentro do Centro de Ensino e Instrução do Corpo de Bombeiros Militar de Pernambuco (CBMPE). Este cômodo foi adaptado para reproduzir um dormitório semelhante aos pertencentes a residências unifamiliares tipicamente incendiadas na cidade de Recife, de acordo com a pesquisa de Corrêa *et al.* (2016).

A carga de incêndio deste dormitório foi materializada através dos móveis e objetos determinados na pesquisa de Corrêa *et al.* (2016), baseada no mapeamento de incêndios em edificações nesta cidade durante o triênio de 2011-2013 realizado por Corrêa *et al.* (2015). A Figura 1 mostra as dimensões internas e mobiliário deste dormitório.



Figura 1. Dormitório incendiado no estudo realizado por Corrêa *et al.* (2017).

Estes móveis e objetos tiveram suas dimensões e peso mensurados para, através do potencial calorífico dos materiais predominantes em sua composição, ser determinado o valor da carga de incêndio presente no dormitório. O poder calorífico dos materiais foi obtido através da CBMSC IN 003 (2014) e, com isso, concluiu-se que a carga de incêndio presente neste dormitório foi de 499,56 MJ/m² (CORRÊA *et al.*, 2017).

A estrutura deste dormitório, bem como de toda a edificação, é de concreto armado, o piso de concreto simples e o forro de laje pré-moldada com preenchimento de lajotas cerâmicas e capa de concreto. As paredes do dormitório são constituídas de tijolos cerâmicos não estruturais, revestidas externamente com argamassa de cimento e internamente com diferentes materiais, sendo eles: chapisco cimentício (paredes P1 e P4), argamassa de gesso (parede P2) e argamassa de cimento (parede P3) (CORRÊA *et al.*, 2017).

A ignição do incêndio se deu através de um dispositivo em parafina para acendimento de lareiras posicionado sob o leito inferior do beliche. Para aferição de temperaturas, foram instalados 24 termopares tipo K, distribuídos nos móveis, centro e paredes do compartimento conforme mostrado na Figura 2.

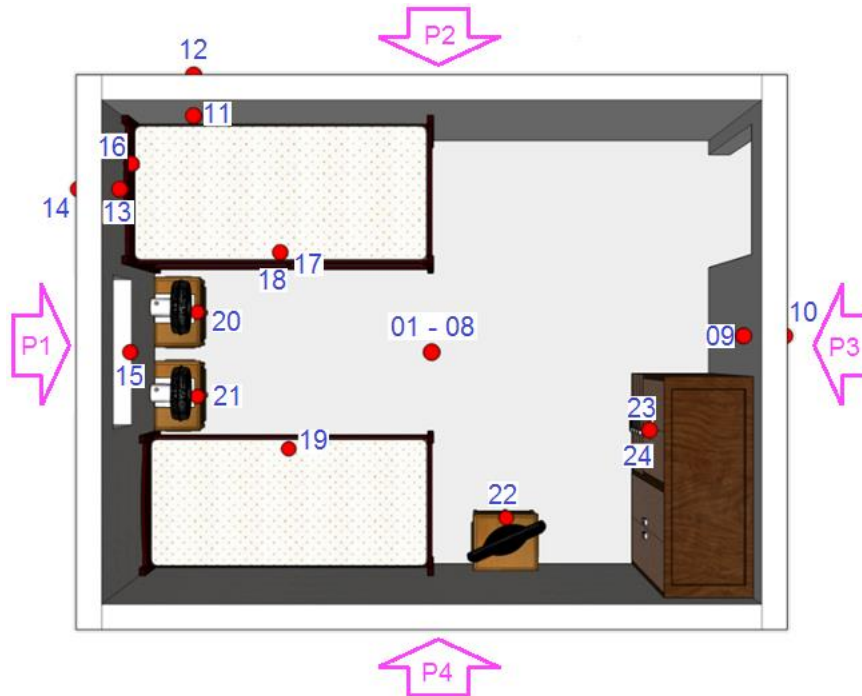


Figura 2. Distribuição dos termopares no compartimento ensaiado por Corrêa *et al.* (2017).

Durante o ensaio experimental, que durou 48 minutos, a janela pertencente ao dormitório incendiado ficou totalmente aberta, enquanto a porta permaneceu fechada durante os primeiros minutos, fazendo com que o incêndio fosse controlado pela ventilação e desenvolvesse ciclos de combustão e exaustão. Aos 18 minutos, para impedir a extinção natural do incêndio, a porta do compartimento foi aberta, proporcionando uma ventilação cruzada, levando o fluxo de calor rapidamente para o compartimento adjacente ao ensaiado. Entretanto, apesar desta estratégia, não houve uma generalização do incêndio, ao invés disso, após mais alguns ciclos de combustão e exaustão o mesmo entrou em declive até que uma equipe de Combate a Incêndio do Corpo de Bombeiros adentrou ao ambiente promovendo a extinção das chamas remanescentes e resfriamento das paredes (CORRÊA, *et al.* 2017).

3. MODELO COMPUTACIONAL DESENVOLVIDO NO FDS

O desenvolvimento do modelo computacional no FDS se deu com o objetivo de reproduzir da melhor forma possível o ensaio experimental realizado por Corrêa *et al.* (2017). Os parâmetros de entrada e estratégias adotadas para desenvolver o modelo foram baseados na cronologia do evento, geometria e especificidades da edificação, observação das condições ambientais e normas técnicas pertinentes.

O FDS é um *software* de simulação de incêndio baseado no modelo CFD que, dentre outros, permite a obtenção de temperaturas dos gases e em objetos sólidos, além de representar graficamente o comportamento da propagação de incêndios e movimentação de fumaça em toda a edificação simulada. Neste *software* é possível simular vários cômodos ao mesmo tempo, permitindo realizar análises não só no cômodo incendiado, mas também nos adjacentes ao mesmo. Desta forma, para realizar uma análise mais próxima da realidade, todo o pavimento térreo da edificação utilizada para realizar o estudo experimental foi considerado no modelo computacional desenvolvido no FDS. A Figura 3 mostra o croqui esquemático o pavimento térreo da edificação onde ocorreu o ensaio experimental.

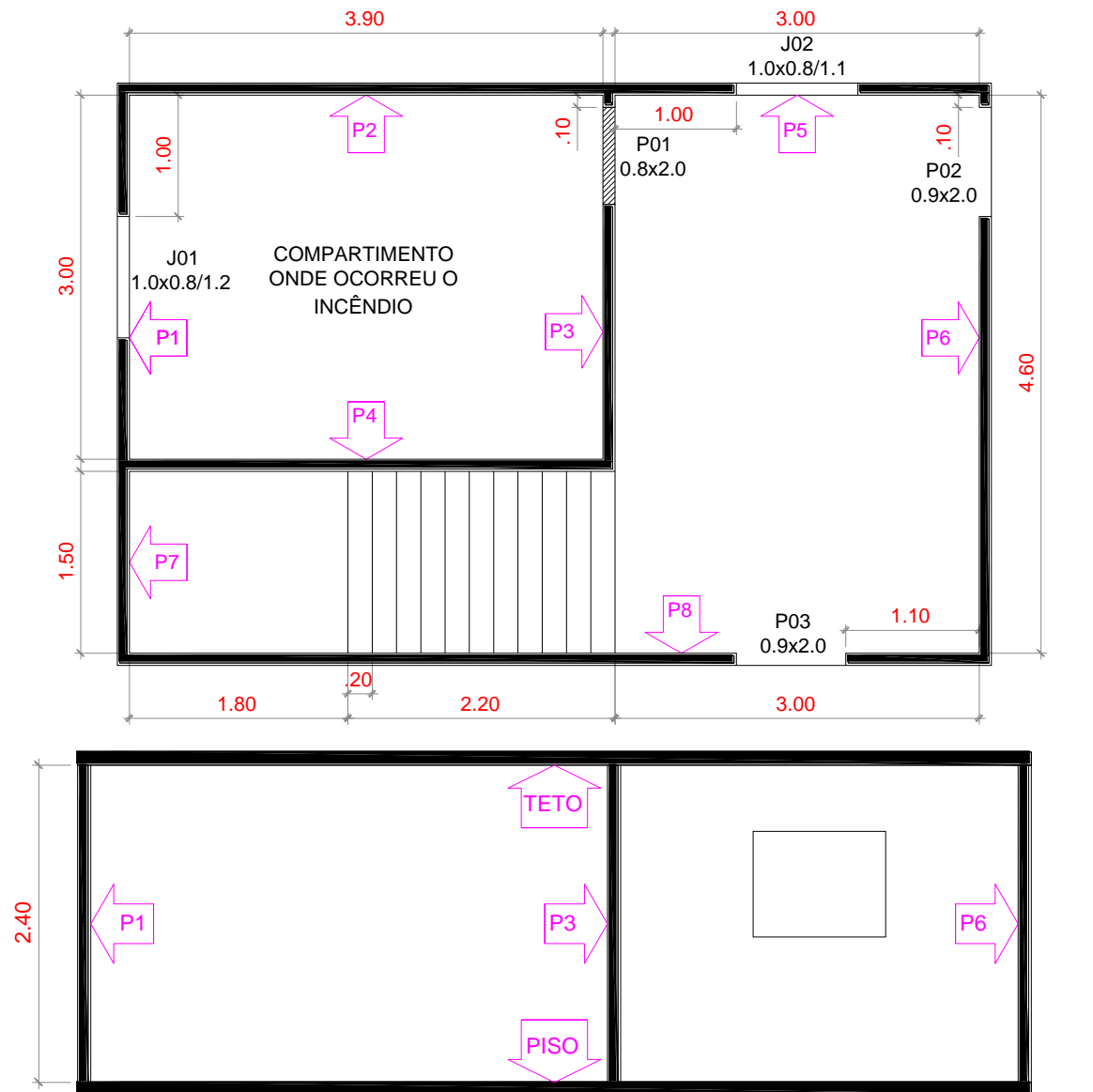


Figura 3. Croqui esquemático do pavimento térreo da edificação onde ocorreu o ensaio experimental.

Seguindo a orientação de McGrattan *et al.* (2016) e, a fim de analisar o fluxo de fumaça através das aberturas para o exterior, considerou-se um domínio computacional que extrapolou alguns metros além das dimensões do pavimento (Figura 3), com as seguintes dimensões: 10.0 m (eixo x) x 7.5 m (eixo y) x 4.0 m (eixo z), com uma malha cúbica de 10 cm, totalizando 300 000 elementos. Com isso, todas as geometrias do modelo (paredes, teto, piso, portas, janelas, escada e material

combustível) tiveram suas dimensões e posicionamento ajustado para que suas arestas fossem múltiplas de 10 cm, ocupando sempre um elemento inteiro no domínio computacional.

Nos extremos máximos e mínimos dos eixos x e y, e no extremo máximo do eixo z foram criadas superfícies abertas denominadas de OPEN VENTS indicando uma abertura para o exterior do domínio computacional, garantindo que haja comunicação entre os ambientes interno e externo do domínio e alimentação do incêndio com oxigênio.

Como parâmetros ambientais iniciais, foram considerados: temperatura ambiente de 29.50 °C, de acordo com as leituras obtidas por Corrêa *et al.* (2017); pressão atmosférica ao nível do mar de 101 325 Pa; umidade relativa do ar de 80% e velocidade do vento de 3.0 m/s, tal como ocorrido no dia do ensaio experimental de acordo com o indicado por INMET (2017).

Na ausência de parâmetros indicados por Corrêa *et al.* (2017), as propriedades térmicas atribuídas às paredes, teto e piso da edificação, com exceção da Emissividade que teve seu valor adotado, foram definidas de acordo com as indicações da norma ABNT NBR 15220-2 (2005). Estas propriedades, que foram assumidas como constantes durante a simulação, são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1. Propriedades térmicas dos materiais incombustíveis utilizados nas simulações computacionais.

Material	Densidade (kg/m ³)	Condutividade térmica (W/m.K)	Calor específico (kJ/kg.K)	Emissividade
Tijolo Cerâmico	1400	0.90	0.92	0.90
Argamassa de Gesso	1200	0.70	0.84	0.90
Argamassa de Cimento	2000	1.15	1.00	0.90
Concreto	2300	1.75	1.00	0.90
Aço	7800	55.00	0.46	0.70

Analogamente ao ocorrido no ensaio experimental em estudo, na simulação realizada computacionalmente as paredes do dormitório foram consideradas com diferentes revestimentos internos. Devido à impossibilidade de representar a rugosidade advinda do chapisco cimentício, este foi descrito no *software* como sendo uma camada de argamassa de cimento com espessura menor que as demais camadas compostas por este material. As espessuras e materiais que compuseram as camadas das paredes, teto e piso são mostradas na Tabela 2.

Desta tabela, Camada 1 é a camada interior, Camada 2 é a camada intermediária e Camada 3 é a camada exterior ao compartimento. As demais paredes da edificação foram assumidas com as mesmas características da parede P3. Salienta-se que estas espessuras independem das dimensões da malha adotada.

Na ausência de parâmetros indicados por Corrêa *et al.* (2017) e, devido à dificuldade de obtenção de propriedades térmicas de todos os materiais combustíveis presentes no ensaio experimental, para modelar o incêndio no cômodo considerou-se uma estratégia simplificada onde, a carga de incêndio foi materializada por caibros de madeira, distribuídos no ambiente conforme a distribuição dos móveis e objetos do ensaio experimental, cujas propriedades térmicas foram: Densidade, Condutividade térmica e Calor específico, com valores respectivos de 400 kg/m³, 0.12 W/m.K e 1.34 kJ/kg.K, definidos conforme as indicações da ABNT NBR 15220-2 (2005); Emissividade, com valor adotado de 0.9; Poder Calorífico de 17500 kJ/kg, definido conforme as indicações do NP EN 1991-1-2 (2010); Temperatura de ignição de 210 °C, conforme o estudo realizado por Figueroa & Moraes (2009); Taxa de liberação de calor de 100 kW/m², conforme o estudo de Rocha (2014).

Tabela 2. Espessura e materiais das camadas das paredes, teto e piso do compartimento simulado.

Lado	Camada 1		Camada 2		Camada 3	
	Espessura (cm)	Material	Espessura (cm)	Material	Espessura (cm)	Material
Parede P1	2.5	Argamassa de Cimento	10.0	Tijolo Cerâmico	2.5	Argamassa de Cimento
Parede P2	2.5	Argamassa de Gesso	10.0	Tijolo Cerâmico	2.5	Argamassa de Cimento
Parede P3	2.5	Argamassa de Cimento	10.0	Tijolo Cerâmico	2.5	Argamassa de Cimento
Parede P4	1.0	Argamassa de Cimento	10.0	Tijolo Cerâmico	2.5	Argamassa de Cimento
Teto	7.0	Tijolo Cerâmico	3.0	Concreto		
Piso	10.0	Concreto				
Porta	0.03	Aço				

A geometria do modelo desenvolvido para simulação computacional do incêndio no FDS é mostrada na Figura 4.

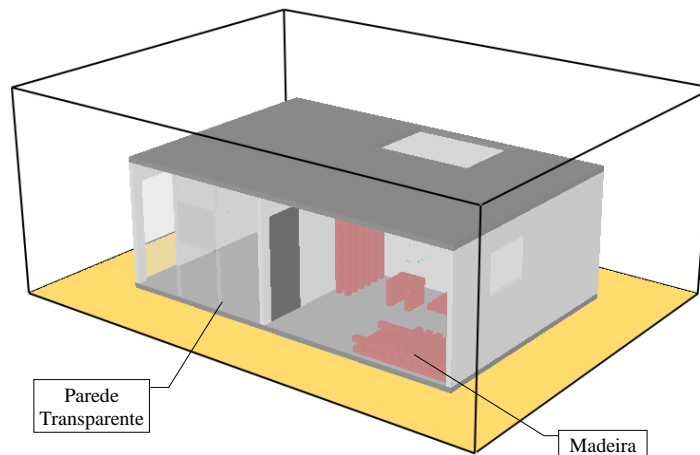


Figura 4. Modelo desenvolvido no FDS.

Nas simulações de incêndios feitas no FDS, é necessária a definição de uma reação do combustível gasoso que atuará como um substituto para todas as fontes de combustível em potencial. Caso esta reação não esteja definida na biblioteca padrão do *software*, o usuário pode especificar a formulação química do combustível junto com os rendimentos de CO, fuligem, e outros parâmetros referentes ao mesmo. (McGRATTAN *et al.*, 2016). No modelo desenvolvido neste estudo, o combustível de madeira foi representado pela formulação química $\text{CH}_{1.7}\text{O}_{0.74}\text{N}_{0.002}$, com rendimentos de monóxido de carbono e fuligem de 0.004 kg/kg e 0.015 kg/kg respectivamente. Estes rendimentos são expressos em quantidade de monóxido de carbono e fuligem emitidos por unidade de massa de combustível consumido (WEINSCHENK *et al.*, 2014).

Para considerar a ignição do incêndio que se deu através do dispositivo em parafina no ensaio experimental de Corrêa *et al.* (2017), utilizou-se de um queimador posicionado analogamente ao dispositivo no ensaio experimental. Este queimador foi desativado após 150 segundos, liberando aproximadamente 0.06% da carga de incêndio total, e teve a função de apenas iniciar o incêndio. Com isso, o aumento de temperatura gerou uma reação em cadeia, provocando a propagação do

fogo através da queima dos caibros de madeira que entram em combustão após atingir sua respectiva temperatura de ignição.

Para obtenção de leituras das temperaturas desenvolvidas durante o incêndio, foram inseridos alguns medidores posicionados analogamente aos termopares no ensaio experimental (vide Figura 2). Foram considerados os seguintes termopares: 01 – 08 (gases no centro do dormitório), 09 e 10 (faces interna e externa da parede P3), 11 e 12 (faces interna e externa da parede P2), e, 13 e 14 (faces interna e externa da parede P1).

Assim como no ensaio experimental, nesta simulação computacional a janela do dormitório incendiado foi considerada aberta durante toda a simulação, enquanto a porta foi aberta somente aos 18 minutos. Neste intervalo de tempo, entre o início do incêndio e a abertura da porta, no ensaio experimental as temperaturas máximas variaram entre 600 °C e 800 °C. Sob estas condições de temperaturas a integridade à vida humana já teria sido corrompida. Sendo assim, na comparação dos resultados obtidos, este estudo deteve-se aos minutos iniciais do incêndio até a abertura da porta, como é mostrado a seguir.

4. RESULTADOS

Assim como no ensaio experimental, na simulação computacional realizada através do *software* FDS (até 18 minutos) não houve generalização do incêndio (*Flashover*). Isso se deu devido ao esgotamento de oxigênio no ambiente, visto que, com a porta fechada não houve ventilação cruzada que pudesse proporcionar o fornecimento da quantidade suficiente do comburente para desenvolvimento do fogo. Desta forma, como pode-se observar na Figura 5, o fogo ficou restrito aos caibros de madeira que representaram o beliche presente no ensaio experimental. Nesta figura a fumaça foi ocultada para efeito de visualização do fogo apenas.

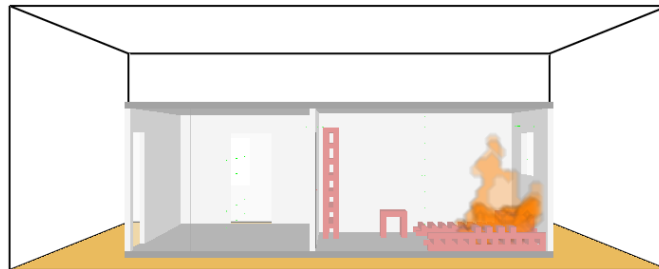


Figura 5. Simulação computacional no FDS – Propagação do fogo.

Assim como no ensaio experimental, observou-se que em menos de 5 minutos o dormitório foi totalmente tomado pela fumaça, como pode-se observar na Figura 6.

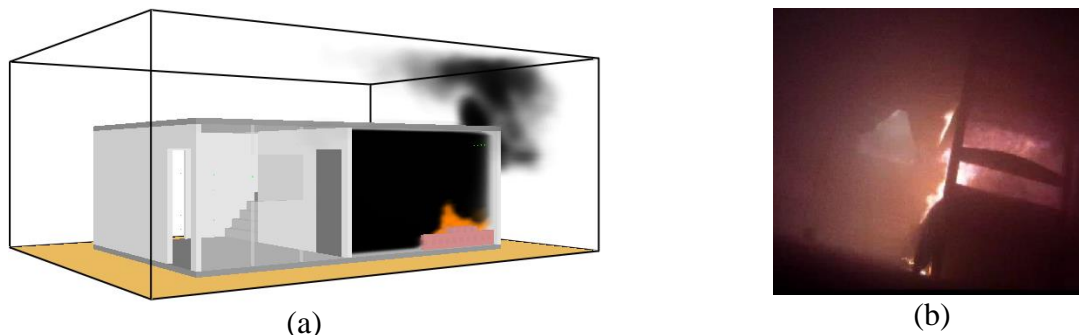


Figura 6. Propagação da fumaça aos 4 minutos de incêndio: (a) Simulação computacional no FDS; (b) Ensaio experimental de Corrêa *et al.* (2017).

Na simulação computacional não foi observado os ciclos de combustão e exaustão como no ensaio experimental apresentado por Corrêa *et al.* (2017). Apesar disso, de maneira geral observou-se que as temperaturas obtidas com o modelo desenvolvido foram próximas das temperaturas médias obtidas no ensaio experimental. Na Figura 7 são apresentadas as temperaturas dos gases obtidas através do termopar 08, posicionado logo abaixo do teto do compartimento (camada superior), na da simulação computacional no FDS e no ensaio experimental.

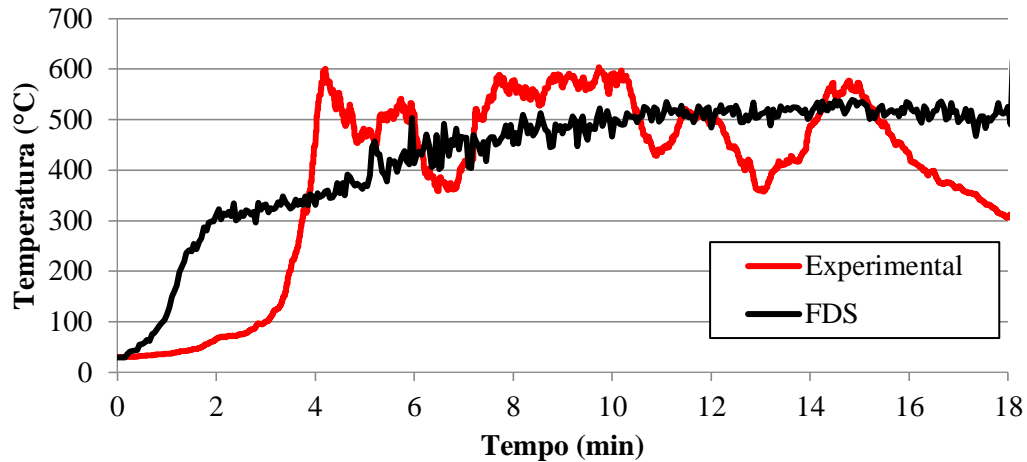


Figura 7. Temperaturas dos gases na camada superior do compartimento (termopar 08).

Na simulação computacional, observa-se um rápido crescimento das temperaturas até os 2 minutos, atingindo 300 °C, depois disso o crescimento ocorre mais lentamente até atingir o patamar de 500 °C aos 6 minutos. No ensaio experimental este crescimento repentino ocorre entre 2 e 4 minutos até o dormitório ser tomado pela fumaça promovendo uma saturação gasosa no ambiente, depois disso começam os ciclos de combustão e exaustão culminando em picos de até 600°C e vales de 360°C de temperatura.

Este comportamento se repete em todos os pontos de medição no centro do dormitório. Na Figura 8 são apresentadas as temperaturas dos gases obtidas através do termopar 04, posicionado a uma altura de 120 cm do piso do compartimento (camada intermediária).

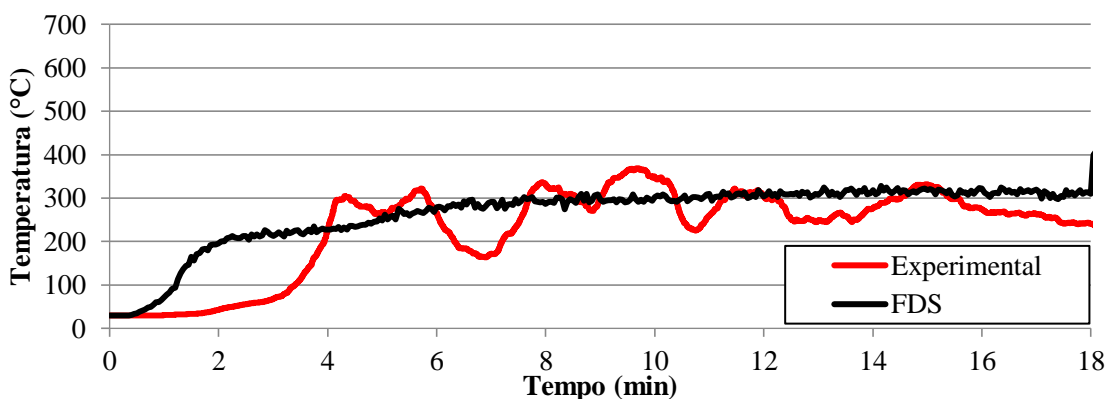


Figura 8. Temperaturas dos gases na camada intermediária do compartimento (termopar 04).

Na camada intermediária do compartimento as diferenças nos resultados: experimental e computacional se tornam mais discretas. Observa-se que no ensaio experimental a temperatura máxima é atingida aos 10 minutos com valor 360 °C. Neste mesmo momento na simulação computacional a temperatura aferida é de 300 °C.

Na camada mais inferior do compartimento os valores se invertem. Neste ponto, as temperaturas aferidas através da simulação computacional se tornam maiores que as aferidas experimentalmente,

ainda assim, a diferença entre esses valores se mantém sempre entre 50 °C e 100 °C. Na Figura 9 são apresentadas as temperaturas dos gases obtidas através do termopar 01, posicionado a uma altura de 30 cm do piso do compartimento (camada inferior).

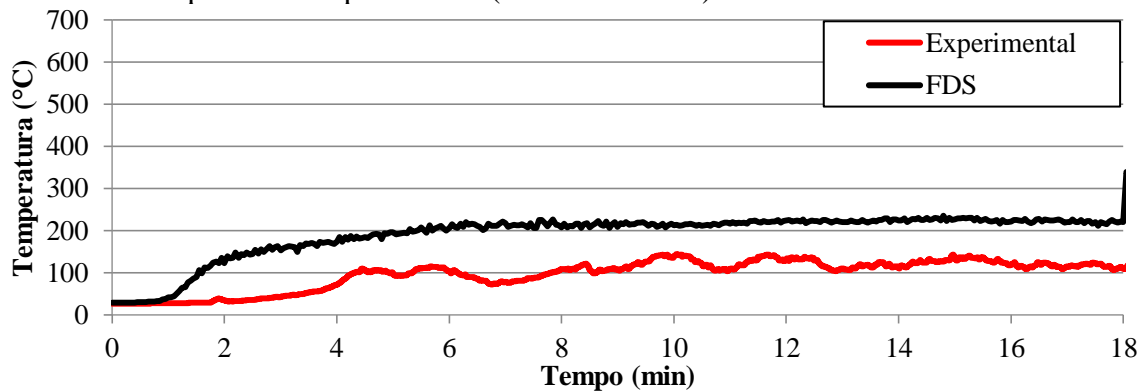


Figura 9. Temperaturas dos gases na camada inferior do compartimento (termopar 01).

Como visto através das Figura 7, Figura 8 e Figura 9, a simulação computacional apresentou resultados de temperaturas mais homogêneas ao longo da altura do compartimento. Destes resultados, pode-se traçar alguns perfis de temperatura obtidos no centro do compartimento estudado, como mostrado na Figura 10.

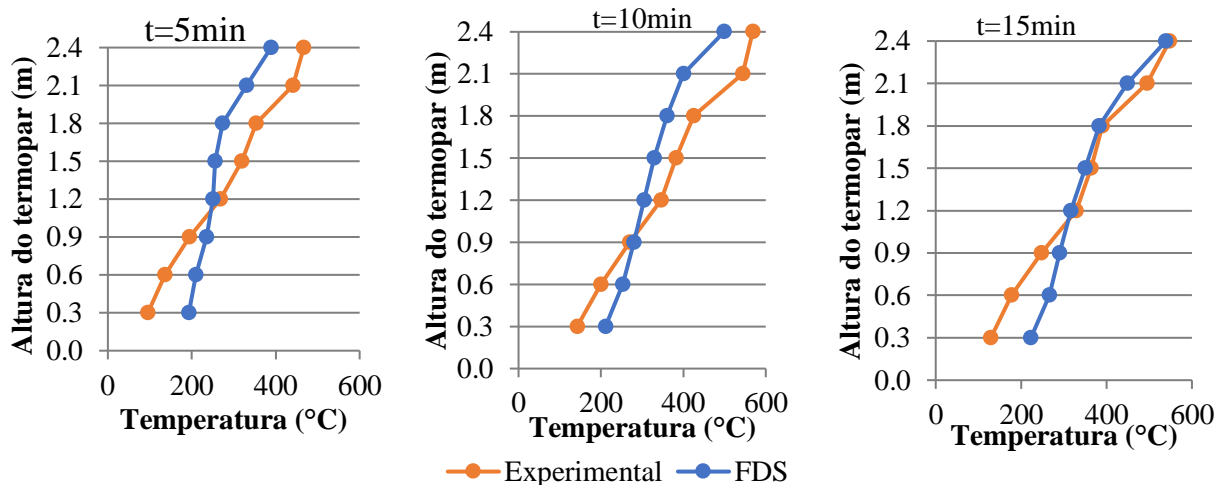


Figura 10. Perfis de temperaturas no centro do dormitório (termopares 01 a 08).

Observa-se que, nas camadas inferiores do dormitório, os resultados de temperaturas obtidas através da simulação computacional geralmente foram maiores que os obtidos experimentalmente. Já nas camadas superiores esse comportamento é inverso, ou seja, os resultados obtidos experimentalmente geralmente foram maiores que os obtidos através da simulação computacional. Apesar da simulação computacional proporcionar um gradiente de temperaturas menos expressivo, é evidente a diferença entre as alturas analisadas. Aos 15 minutos de simulação, a camada mais inferior do compartimento (a 30 cm do piso) encontra-se com 220 °C, enquanto que a camada mais superior (próxima ao teto, a 240 cm do piso) encontra-se com 540 °C, comportamento típico decorrente da convecção dos gases quentes no ambiente.

A Figura 11 mostra o perfil de temperaturas no plano XZ do domínio computacional no centro do dormitório incendiado, aos 15 minutos de simulação.

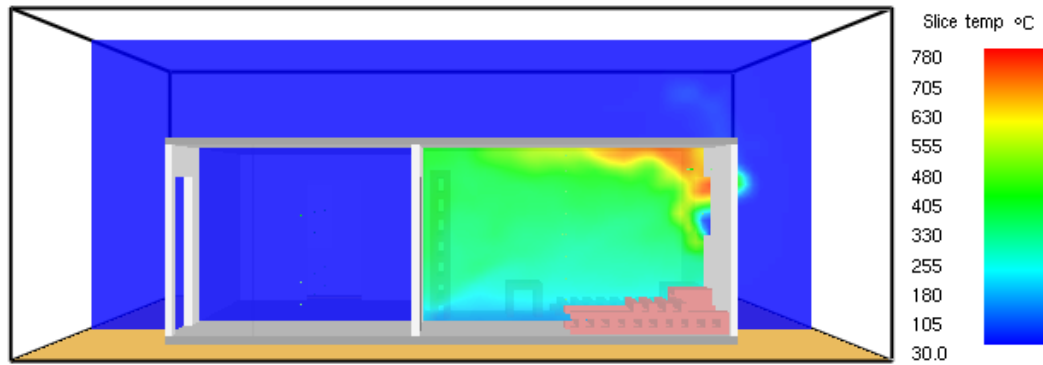


Figura 11. Perfil de temperaturas no plano XZ no centro do dormitório (Tempo = 15 min).

Através deste perfil é possível visualizar o gradiente de temperaturas desenvolvido em todo o plano XZ no dormitório decorrente da convecção dos gases no ambiente. Fica evidente que as temperaturas máximas ocorrem próximas a janela que estava aberta. Neste mesmo local também é possível visualizar uma pequena entrada de ar fresco vindo do exterior da edificação.

Quanto às temperaturas aferidas nas faces das paredes, devido às incertezas de medições, foram posicionados termopares analogamente ao ensaio experimental, proporcionando a aferição de temperaturas que de fato foram absorvidas pelas paredes através da radiação térmica do incêndio, e, complementarmente foram posicionados termopares afastados alguns centímetros das faces destas, proporcionando a aferição de temperaturas nos gases próximos às mesmas.

Na análise dos resultados, constatou-se que as temperaturas capturadas na simulação computacional que mais se aproximaram das obtidas experimentalmente foram as aferidas nos gases próximos às paredes, e não na face das mesmas. A Figura 12 mostra o desenvolvimento de temperaturas aferidas na parede P3, cujo revestimento interno foi argamassa de cimento.

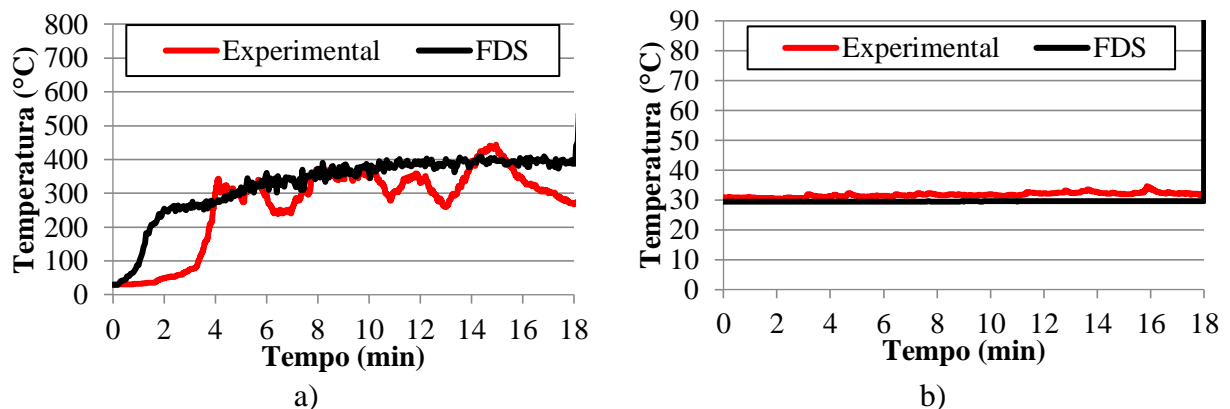


Figura 12. Temperaturas aferidas na parede P3: (a) face interna (termopar 09); (b) face externa (termopar 10).

Na face interna da parede (face exposta ao incêndio), as temperaturas máximas desenvolvidas foram de 400 °C, valor bem próximo do obtido experimentalmente.

Na face externa da parede, as temperaturas aferidas, tanto computacionalmente quanto experimentalmente, não ultrapassaram 35 °C. As Figura 13 e Figura 14 mostram o desenvolvimento de temperaturas aferidas nas paredes P2 e P1, cujo revestimento interno foi argamassa de gesso e chapisco cimentício, respectivamente.

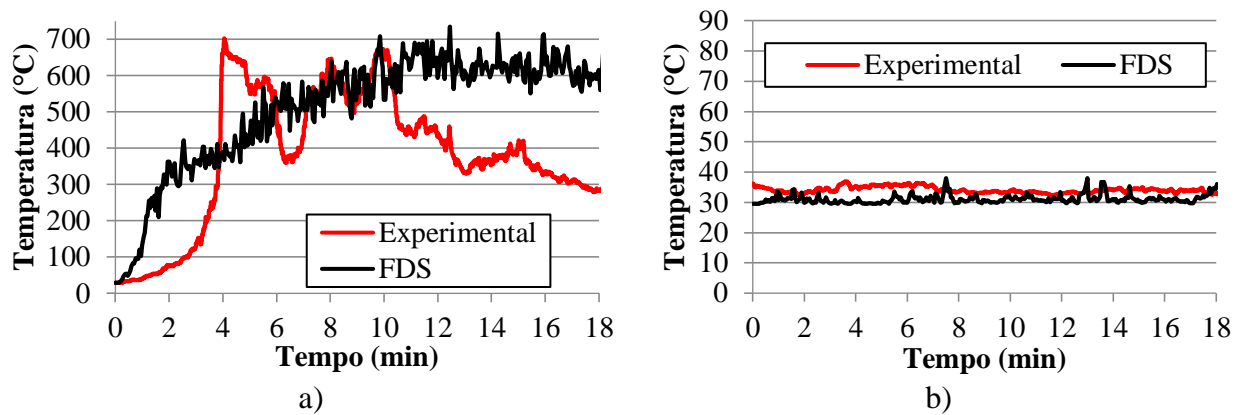


Figura 13. Temperaturas aferidas na parede P2: (a) face interna (termopar 11); (b) face externa (termopar 12).

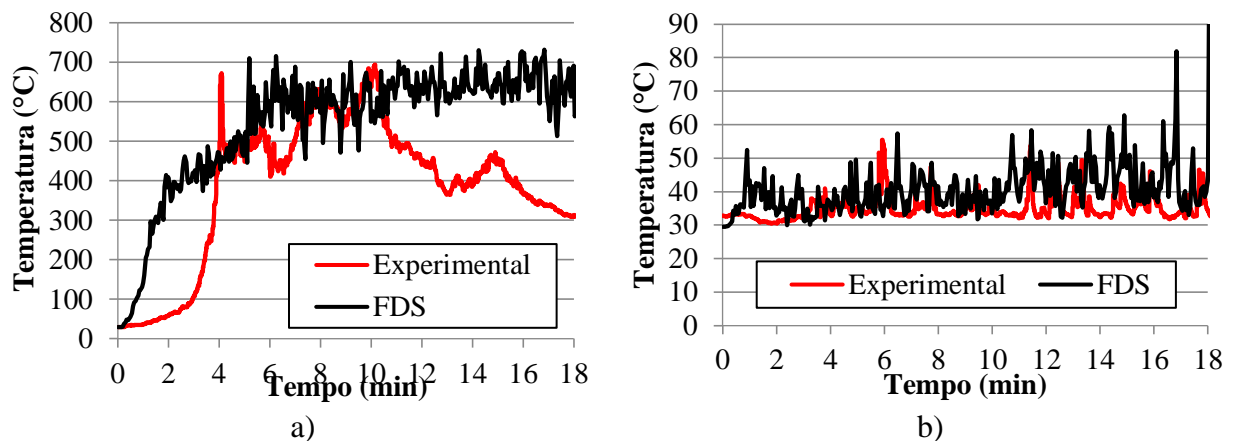


Figura 14. Temperaturas aferidas na parede P1: (a) face interna (termopar 13); (b) face externa (termopar 14).

Nas faces internas das paredes (faces expostas ao incêndio), as temperaturas máximas desenvolvidas foram de aproximadamente 700 °C, valor bem próximo do obtido experimentalmente. Nestas aferições nota-se uma oscilação maior nos resultados nas faces externas das paredes, sobretudo na parede P1. Este fato justifica-se pelos termopares estarem posicionado próximos a janela do dormitório. Assim, devido à incidência do vento no local, este medidor aferiu as temperaturas advindas da convecção dos gases que saíram do dormitório.

Na face externa da parede P2, as temperaturas aferidas, tanto computacionalmente quanto experimentalmente, não ultrapassaram 38 °C. Na parede P1 a diferença entre os resultados foi um pouco maior: no ensaio experimental a temperatura máxima registrada foi de 65 °C, enquanto que na simulação computacional esse valor foi de 82 °C.

5. CONCLUSÕES

Este estudo apresentou a simulação computacional de um incêndio em dormitório de residências unifamiliares tipicamente incendiadas na cidade de Recife (Pernambuco, Brasil), cujo ensaio experimental foi apresentado por Corrêa *et al.* (2017).

A simulação computacional foi realizada através do *software* FDS e teve por objetivo a análise do desenvolvimento das temperaturas no dormitório incendiado. Diante dos resultados apresentados pode-se enumerar as seguintes conclusões:

- Assim como no ensaio experimental, não houve generalização do incêndio, devido ao esgotamento de oxigênio no ambiente;

- A simulação computacional não apresentou os ciclos de combustão, produção intensa de gases e exaustão como no ensaio experimental. A ocorrência deste comportamento levantou duas hipóteses: (1) a admissão de estratégias simplificadas para desenvolvimento dos modelos não contempla todos os fenômenos ocorridos no ensaio experimental, decorrentes da ausência de oxigênio e excesso de fumaça no compartimento. Ressalta-se que no FDS há a possibilidade de inserção de inúmeras propriedades físico-químicas dos materiais, que permitem uma caracterização mais fiel destes em uma simulação computacional, entretanto, essas propriedades são de difícil obtenção, tornando tal refinamento também difícil de ser executado; (2) o modelo de combustão do FDS não é adequado para cenários em que há a ausência de oxigênio no compartimento, levando a simulação computacional sob esta condição desenvolver um comportamento diferente do ensaio experimental;
- Nas camadas inferiores do dormitório, os resultados de temperaturas obtidas através da simulação computacional geralmente foram maiores que os obtidos experimentalmente. Já nas camadas superiores os resultados obtidos experimentalmente foram geralmente maiores que os obtidos através da simulação computacional;
- As temperaturas máximas desenvolvidas no incêndio ocorreram próximas a janela do dormitório, sendo esta a única fonte de fornecimento de comburente ao incêndio nos 18 minutos iniciais do ensaio experimental;
- No centro do dormitório, a maior temperatura aferida foi 530 °C próxima ao teto (a 240 cm do piso), aos 15 minutos de simulação,
- Nas paredes, as maiores temperaturas aferidas foram aproximadamente 730 °C após 10 minutos de simulação, nas faces internas das paredes P1 e P2. Este comportamento já era esperado, pois estas eram as mais próximas do foco inicial do incêndio;
- Apesar da estratégia simplificada adotada, as temperaturas desenvolvidas foram próximas das temperaturas médias obtidas no ensaio experimental, mostrando que, apesar de não reproduzir fielmente o comportamento ocorrido no incêndio real, o modelo desenvolvido foi capaz de representar resultados coerentes com as temperaturas desenvolvidas durante o incêndio.

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo fomento desta pesquisa.

7. REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2005), *ABNT NBR 15220-2:Desempenho térmico de edificações - Parte 2: Métodos de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações*. Rio de Janeiro.
- Byström, A.; Cheng, X.; Wickström, U.; Veljkovic, M. (2012), *Full-scale experimental and numerical studies on compartment fire under low ambient temperature*. Building and Environment, v.51, p. 255-262.
- Centeno, F. R.; Cassol, F.; Rodrigues, E. E. C. (2015), *Validação de modelagem numérica empregando o Software Fire Dynamics Simulator para um ambiente habitacional em situação de incêndio*. In: 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndios (3º CILASCI), Porto Alegre – RS (Brasil).
- Corrêa, C.; Silva, J. J. R.; Oliveira, T. A. C. P.; Braga, G. C. (2015), *Mapeamento de Incêndios em Edificações: um estudo de caso na cidade do Recife*. Revista de Engenharia Civil IMED, Passo Fundo – RS (Brasil), v.2 n.3, p. 15-34.

- Corrêa, C.; Silva, J. J. R.; Pires, T. A.; Braga, G. C.; Melo, I. A. V. (2018), *Edifício Modal: Uma representação para o Estudo de Incêndios na cidade de Recife*. Revista Cientec, Recife – PE (Brasil), v.10, n.2, p.01-10.
- Corrêa, C., Braga, G. C., Junior, J. B., Silva, J. J. R., Tabaczinski, R., Pires, T. A. (2017), *Incêndio em compartimento de residência na Cidade do Recife: Um estudo experimental*. Revista ALCONPAT, Mérida – Yucatán (México), v.7 n.3, p. 215-230
- Figuroa, M. J. M., Moraes, P. D. (2009), *Comportamento da madeira a temperaturas elevadas*. Ambiente Construído, Porto Alegre – RS (Brasil), v. 9, n. 4, p. 157-174.
- Instituto Nacional de Meteorologia – INMET (2017), *Estações automáticas - gráficos*. Brasil. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_auto_graf>. Acessado em: 20 mar. 2017.
- McGrattan, K. B., McDermott, R. J., Weinschenk, C. G., Forney, G. P. (2013), *Fire dynamics simulator, technical reference guide*. Special Publication (NIST SP) – 1018, <https://dx.doi.org/10.6028/NIST.sp.1018>
- McGrattan, K., Hostikka, S., McDermott, R., Floyd, J., Weinschenk, C., Overholt, K. (2016), *Fire Dynamics Simulator – User’s Guide: Sixth Edition*. NIST – Special Publication 1019: National Institute of Standards and Technology – NIST & Technical Research Centre of Finland – VTT, Maryland (EUA).
- Norma Portuguesa (2010), *NP EN 1991-1-2: Acções em estruturas Parte 1-2: Acções gerais Acções em estruturas expostas ao fogo*. Caparica (Portugal).
- Rocha, M. A. F. (2014), *Determinação experimental de propriedades de combustão de madeiras maciças brasileiras*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ, Rio de Janeiro – RJ (Brasil), pp. 147.
- Tabaczinski, R., Corrêa, C., Santos, M. M. L., Pires, T. A. C., Silva, J. J. R. (2017), *Aplicação do Software Fire Dynamics Simulator (FDS) no Estudo da Segurança Contra Incêndios (SCI) no Brasil*. Revista Flammae, Recife – PE (Brasil), v.3, n.7, p.87-116, 2017.
- Tabaczinski, R., Pires, T. A. C., Silva, J. J. R., Negreiros, R. (2017), *Simulação computacional de um incêndio natural compartimentado: validação com um estudo experimental*. In: 4º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndios (4º CILASCI), Recife – PE (Brasil).
- Wang, X., Fleischmann, C., Spearpoint, M. (2016), *Assessing the influence of fuel geometrical shape on fire dynamics simulator (FDS) predictions for a large-scale heavy goods vehicle tunnel fire experiment*. Case Studies in Fire Safety, v. 5, p. 34-41.
- Weinschenk, C. G., Overholt, K. J., Madrzykowski, D. (2014), *Simulation of an Attic Fire in a Wood Frame Residential Structure -Chicago, IL*. NIST – Technical Note 1838: National Institute of Standards and Technology (EUA), pp. 39.
- Yu, L.-X., Beji, T., Maragkos, G., Liu, F., Weng, M.-C., Merci, B. (2018), *Assessment of Numerical Simulation Capabilities of the Fire Dynamics Simulator (FDS 6) for Planar Air Curtain Flows*. Fire Technology, Volume 54, Issue 3, pp 583–612, <https://doi.org/10.1007/s10694-018-0701-7>
- Yuen, A. C. Y., Yeoh, G. H., Alexander, R., Cook, M. (2014), *Fire scene reconstruction of a furnished compartment room in a house fire*. Case Studies in Fire Safety, v.1, p. 29-35.

Influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de PRFC

M. P. Ferreira^{1*} , M. H. Oliveira² , A. F. Lima Neto³ , L. S. Tapajós⁴ ,
A. J. C. Nascimento⁵ , M. C. Freire³ 

* Autor de Contato: mpinaf@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.269>

Recepção: 29/09/2017A | Aceitação: 18/10/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Buscando avaliar a influência da ancoragem na resistência à flexão de vigas reforçadas com mantas de Polímero Reforçado com Fibra de Carbono (PRFC), foram analisados os resultados experimentais de 126 ensaios presentes na literatura e de uma série inédita, ensaiada pelos autores, com 4 vigas de concreto armado. São avaliados os parâmetros que afetam o desempenho e a resistência das vigas, e discutidos os critérios de dimensionamento do *fib* Bulletin 14 (2001) e ACI 440-2R (2008). Observou-se que, mesmo com dispositivos auxiliares na ancoragem do PRFC, falhas prematuras são possíveis, e também que ambas as recomendações teóricas conduzem a estimativas a favor da segurança, porém excessivamente conservadoras nos casos onde a ancoragem da manta de PRFC é feita adequadamente.

Palavras-chave: concreto armado; reforço à flexão; mantas de PRFC; ancoragem.

Citar como: M. P. Ferreira, M. H. Oliveira, A. F. Lima Neto, L. S. Tapajós, A. Nascimento, M. C. Freire (2018), "Influência da Ancoragem na Resistência à Flexão de Vigas Reforçadas com Mantas de PRFC", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 30 – 47, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.269>

¹ Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil.

² Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

³ Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucuruí, Brasil.

⁴ Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Oeste do Pará, Itaituba, Brasil

⁵ Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo, No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT Internacional A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Influence of anchorage on flexural strength of beams strengthened with CFRP sheets

ABSTRACT

In order to evaluate the influence of anchorage on the flexural strength of beams strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) sheets, the experimental results of 126 tests in the literature and of an unprecedented series with 4 reinforced concrete beams, tested by these authors, were analyzed. The parameters affecting the performance and the strength of the beams are evaluated, and the design criteria of *fib* Bulletin 14 (2001) and ACI 440-2R (2008) are discussed. It was observed that, even with auxiliary devices in the PRFC anchorage, premature failure is possible, and also that both theoretical recommendations lead to safe estimates, but excessively conservative in cases where the anchorage of the PRFC sheet is properly done.

Keywords: reinforced concrete; flexural strengthening; CFRP sheets; anchorage.

Influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de PRFC

RESUMEN

Buscando evaluar la influencia del anclaje en la resistencia a la flexión de vigas reforzadas con mantas de Polímero Reforzado con Fibra de Carbono (PRFC), se analizaron los resultados experimentales de 126 ensayos presentes en la literatura y de una serie inédita de los autores, con 4 vigas de hormigón armado. Se evalúan los parámetros que afectan desempeño y resistencia de vigas, y se discuten los criterios de dimensionamiento del *fib* Bulletin 14 (2001) y ACI 440-2R (2008). Se observó que, incluso con dispositivos auxiliares en el anclaje del PRFC, fallos prematuros son posibles, y que ambas recomendaciones conducen a estimaciones seguras, pero excesivamente conservadoras en los casos en que el anclaje de la manta de PRFC se realice adecuadamente..

Palabras clave: hormigón armado; refuerzo de la flexión; mantas de PRFC; fondeadero.

LISTA DE NOMENCLATURAS

a	– vão de cisalhamento	f_s	– tensão no aço da armadura tracionada
b_f	– largura da camada de PRFC	f_s'	– tensão no aço da armadura comprimida
b_w	– largura da viga	f_{ys}	– tensão de escoamento da armadura tracionada
c	– altura do bloco de compressão retangular equivalente do concreto	f_{ys}'	– tensão de escoamento da armadura comprimida
c_1	– fator obtido através de calibração de resultados (igual a 0,64 para PRFC)	h	– altura da viga
d	– altura útil da viga	k_b	– fator geométrico
d'	– posição do centroide da armadura comprimida	k_c	– constante que leva em consideração a compactação do concreto durante a concretagem
f_c	– resistência à compressão do concreto	l_b	– comprimento de ancoragem da manta de PRFC
f_{ctm}	– resistência à tração média do concreto	l	– largura do grampeamento
f_{fe}	– tensão efetiva do PRFC	n	– número de camadas de PRFC

t_f	– espessura do PRFC	T_s	– componente de tração devido à armadura tracionada
x	– posição da linha neutra	α	– coeficiente de redução devido à propagação de fissuras inclinadas
A_f	– área do reforço aplicado na viga	β_1	– coeficiente que determina a aproximação da curva resultante de compressão do concreto a um retângulo, segundo as recomendações do ACI 440-2R (2008)
A_s	– área de aço da armadura tracionada	ε_{bi}	– deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço
A_s'	– área de aço da armadura comprimida	ε_c	– deformação do concreto
C_C	– componente de compressão devido à parcela do concreto	ε_{cu}	– deformação última do concreto
C_S	– componente de compressão devido à armadura comprimida	ε_f	– deformação da fibra de carbono
E_f	– módulo de elasticidade do PRFC	ε_{fd}	– valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço
E_s	– módulo de elasticidade do aço	ε_{fe}	– deformação efetiva no PRFC
F_{cc}	– resultante de compressão	ε_{fu}	– deformação última observada no polímero no momento da ruptura
L	– comprimento total da viga	ε_s	– deformação da armadura tracionada
M	– momento aplicado durante o ensaio experimental	ε_s'	– deformação da armadura comprimida
M_R	– momento resistente na seção transversal da viga	ε_{ys}	– deformação de escoamento da armadura de flexão
$M_{R\text{te0}}$	– momento resistente estimado pelas recomendações	r	– taxa de armadura da viga antes do reforço
M_u	– momento último experimental	r_r	– taxa de armadura da viga após o reforço
M_{ACI}	– momento último segundo as recomendações do ACI 440-2R (2008)	\emptyset	– diâmetro da barra das armaduras
M_{fib}	– momento último segundo as recomendações do <i>fib</i> Bulletin 14 (2001)	ψ	– coeficiente que determina a aproximação da curva resultante de compressão do concreto a um retângulo, segundo as recomendações do <i>fib</i> Bulletin 14 (2001)
M_{V1}	– momento último experimental da viga V1		
$N_{fa,max}$	– força máxima que pode ser aplicada ao reforço da viga		
P	– carga aplicada no ensaio experimental		
R^2	– coeficiente de correlação dos resultados		
T_f	– componente de tração devido à parcela do reforço com fibra		

1. INTRODUÇÃO

Dentre as técnicas utilizadas para o reforço de estruturas de concreto armado, destacam-se os sistemas que empregam Polímeros Reforçados com Fibras (PRF), por apresentarem baixo peso e elevada resistência à tração e à corrosão, sendo que os Polímeros Reforçados com Fibra de Carbono (PRFC) têm mostrado expressiva aceitação por mais de duas décadas devido aos seus altos valores de resistência, rigidez e durabilidade, além da facilidade de instalação, quando comparados com outros tipos de fibras (Monti and Liotta, 2007). No caso específico do reforço à flexão de vigas de concreto armado, diversas pesquisas mostram que o uso de mantas de PRFC é uma metodologia

eficaz, destacando-se os trabalhos de Rafi *et al.* (2008), Khan and Fareed (2014) e Hawileh *et al.* (2015).

No entanto, é importante destacar que rupturas prematuras estão associadas ao seu uso. No caso de vigas reforçadas à flexão, essa ruptura frágil pode ocorrer devido ao descolamento da fibra de carbono em relação ao substrato de concreto, o que pode limitar o incremento de resistência proporcionado pelo reforço. Esse modo de ruína frágil está normalmente associado à deficiência na ancoragem do sistema de reforço, o que torna o uso de dispositivos adicionais recomendável, tal qual o grameamento com faixas de manta de PRFC (ver Benjeddou *et al.*, 2007; Dong *et al.*, 2011; Kim and Shin, 2011, dentre outros).

Este trabalho apresenta uma série de ensaios experimentais em vigas de concreto armado reforçadas com mantas de PRFC, realizada com o objetivo de avaliar a influência da ancoragem no desempenho estrutural do reforço. Além disso, foi montado um amplo banco de dados, com resultados experimentais selecionados de trabalhos de diferentes autores. Esta base de dados é utilizada para discutir a influência de diferentes parâmetros no desempenho do reforço com mantas de PRFC e para avaliar o desempenho das previsões teóricas de resistência obtidas utilizando-se as recomendações apresentadas pelo ACI 440-2R (2008) e *fib* Bulletin 14 (2001).

2. VIGAS REFORÇADAS COM PRFC

2.1 Modos de ruptura

Teng *et al.* (2003) afirmam que vigas reforçadas à flexão com mantas de PRFC podem apresentar modos de ruína frágeis, como por exemplo: por esgotamento da capacidade resistente do PRFC (ver Figura 1a); descolamento do reforço na interface com o concreto (ver Figura 1b); e destacamento do reforço junto com o cobrimento de concreto da armadura de flexão (ver Figura 3c). A ruptura da manta de PRFC pode ocorrer em vigas fracamente armadas quanto à flexão, sendo um modo de ruína frágil uma vez que o PRFC apresenta comportamento linear-elástico até a ruptura. O descolamento da manta pode ocorrer por deficiência da ancoragem do reforço, por fissuração excessiva da viga ou, ainda, por falhas no seu processo de colagem. Já o destacamento da camada de cobrimento de concreto pode ser provocado por tensões cisalhantes na interface entre concreto e PRFC, devido à diferença entre os módulos de elasticidade destes materiais, podendo ser amplificado pela corrosão das armaduras de flexão.

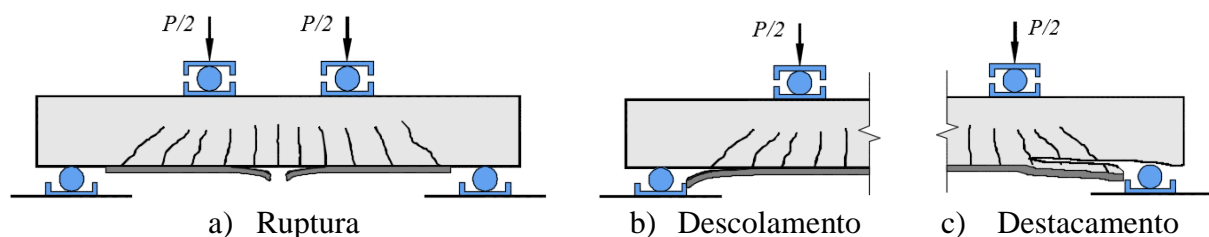


Figura 1. Modos de ruptura em vigas reforçadas à flexão com PRFC.

2.2 Resistência à flexão

O comportamento de uma viga de concreto armado reforçada com PRFC e submetida à flexão pode ser expresso conforme o diagrama da Figura 2. Nesta análise, considera-se que a taxa de armadura da viga reforçada é equivalente à somatória da taxa de armadura inicial com a contribuição proveniente do reforço, como apresentado em (1).

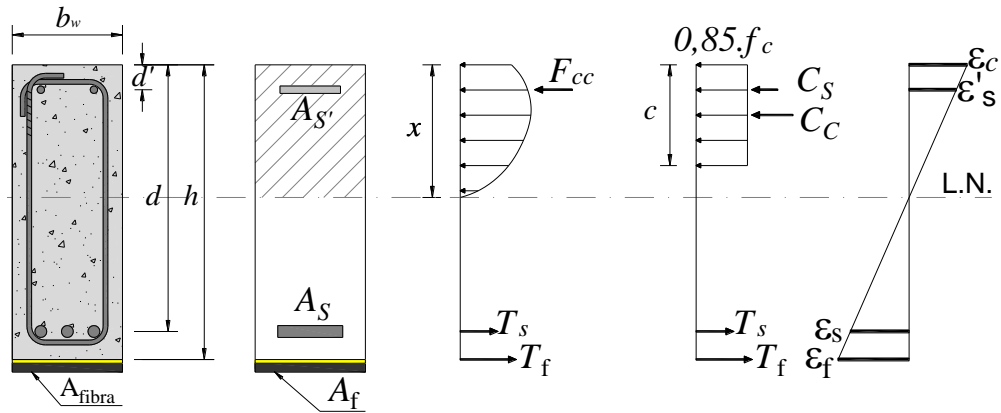


Figura 2. Diagrama tensão-deformação de uma viga reforçada com PRFC.

$$\rho_r = \rho + \frac{A_f \cdot E_f}{b_w \cdot h \cdot E_s} \quad (1)$$

Onde: ρ é a taxa de armadura da viga antes do reforço; A_f é a área do reforço aplicado na viga; E_f é o módulo de elasticidade do PRFC; E_s é o módulo de elasticidade do aço; b_w é a largura da viga; h é a altura da viga.

2.2.1 ACI 440-2R (2008)

A norma norte-americana ACI 440-2R (2008) apresenta recomendações para o dimensionamento de reforço utilizando PRFC. Para determinar a resistência à flexão de vigas de concreto armado reforçadas com mantas de fibra de carbono, utilizam-se (2) - (10).

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} < 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (3)$$

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad (4)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{x-d'}{x} \right) \quad (5)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{fe} \cdot \left(\frac{d-x}{h-x} \right) \quad (6)$$

$$f_s' = E_s \cdot \varepsilon_s' \leq f_{ys}' \quad (7)$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_{ys} \quad (8)$$

$$x = \frac{(A_s \cdot f_s) + (A_f \cdot f_{fe}) - (A_s' \cdot f_s')}{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c \cdot b_w} \quad (9)$$

$$M_R = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + 0,85 \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(h - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) + A_s' \cdot f_s' \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot x}{2} - d' \right) \quad (10)$$

Onde: ε_{fd} é o valor limite de deformação da fibra a ser adotado no dimensionamento e verificação do reforço para evitar rupturas prematuras da fibra; n é o número de camadas de PRFC; t_f é a espessura do PRFC; ε_{fu} é a deformação última observada no polímero no momento da ruptura; ε_{fe} é a deformação efetiva no PRFC; x é a posição da linha neutra; ε_{bi} é a deformação encontrada no cobrimento da armadura de tração na viga antes do reforço; f_{fe} é a tensão efetiva do PRFC; d é a altura útil da viga; ε_s' é a deformação na armadura comprimida; f_s' é a tensão do aço da armadura comprimida; d' é a posição do centroide da armadura comprimida; ε_s é a deformação na armadura tracionada; f_s é a tensão no aço da armadura tracionada; A_s é a área de aço da armadura tracionada; A_s' é a área de aço da armadura comprimida; β_1 é um coeficiente que determina a aproximação da curva da resultante de compressão do concreto a um retângulo, sendo 0,85 para concretos com valores de f_c menores que 28 MPa e havendo um decréscimo linear de 0,05 para cada 7 MPa acima desse limite de tensão, sendo que o valor mínimo para tal coeficiente, de acordo com ACI 318 (2014), é de 0,65; M_R é o momento resistente na seção transversal da viga.

2.2.2 fib Bulletin 14 (2001)

O *fib Bulletin 14 (2001)* traz recomendações para o dimensionamento de vigas reforçadas à flexão com PRFC e adota uma filosofia de cálculo similar à adotada pelo ACI 440-2R (2008). As mesmas equações apresentadas pelo ACI são utilizadas neste documento, diferenciando-se apenas os seguintes parâmetros: o coeficiente β_1 nela é chamado de ψ e equivale a 0,8, independente da classe de resistência do concreto; e o limite de deformação da fibra, que é calculado por (11), cujos parâmetros são encontrados por meio de (12) - (14).

$$\varepsilon_{fd} = \frac{N_{fa,max}}{E_f \cdot A_f} \quad (11)$$

$$N_{fa,max} = \alpha \cdot c_1 \cdot k_c \cdot k_b \cdot b_w \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot f_{ctm}} \quad (12)$$

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_w}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1 \quad (13)$$

$$f_{ctm} = 0,33 \cdot \sqrt{f_c} \quad (14)$$

Onde: $N_{fa,max}$ é a força máxima que pode ser aplicada ao reforço da viga (expressa em N); α é um coeficiente de redução devido à propagação de fissuras inclinadas, adotado como 0,9; c_1 é igual a 0,64; k_c é uma constante que leva em consideração a compactação do concreto durante a concretagem, sendo esse valor igual a 1 quando o reforço é aplicado na face inferior da viga e 0,67 na face superior; k_b é um fator geométrico; f_{ctm} é a resistência à tração média do concreto, adotada segundo expresso no Eurocode 2 (2004); b_f é a largura da camada de PRFC.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Características das vigas

Foram realizados ensaios em 4 vigas de concreto armado reforçadas com mantas de PRFC, tendo como variáveis o comprimento de ancoragem da manta e a largura do grampeamento, a fim de avaliar sua influência tanto no desempenho quanto na resistência das vigas. Foi ensaiada 1 viga de referência sem reforço e 3 vigas reforçadas com manta de fibra de carbono. As taxas de armadura de aço e PRFC foram mantidas constantes. A Tabela 1 e a Figura 3 apresentam as principais características das vigas. As deformações nas armaduras de flexão, na manta de reforço e no grampeamento foram monitoradas com extensômetros elétricos, como mostra a Figura 4. Já a Figura 5 ilustra o sistema de ensaio das vigas.

Tabela 1. Características das vigas ensaiadas.

Viga	l (mm)	l_b (mm)	b_f (mm)	A_f (mm ²)	t_f (mm)	E_f (GPa)	ϵ_{fu} (%)
V1	-	-	-	-	-	-	-
V2	100	285	120	19,92	0,166	230	2,1
V3		385					
V4	150						

$b_w = 120$ mm; $h = 200$ mm; $d = 166$ mm; $A_s = 101$ mm²; $f_c = 20$ MPa; $a = 400$ mm

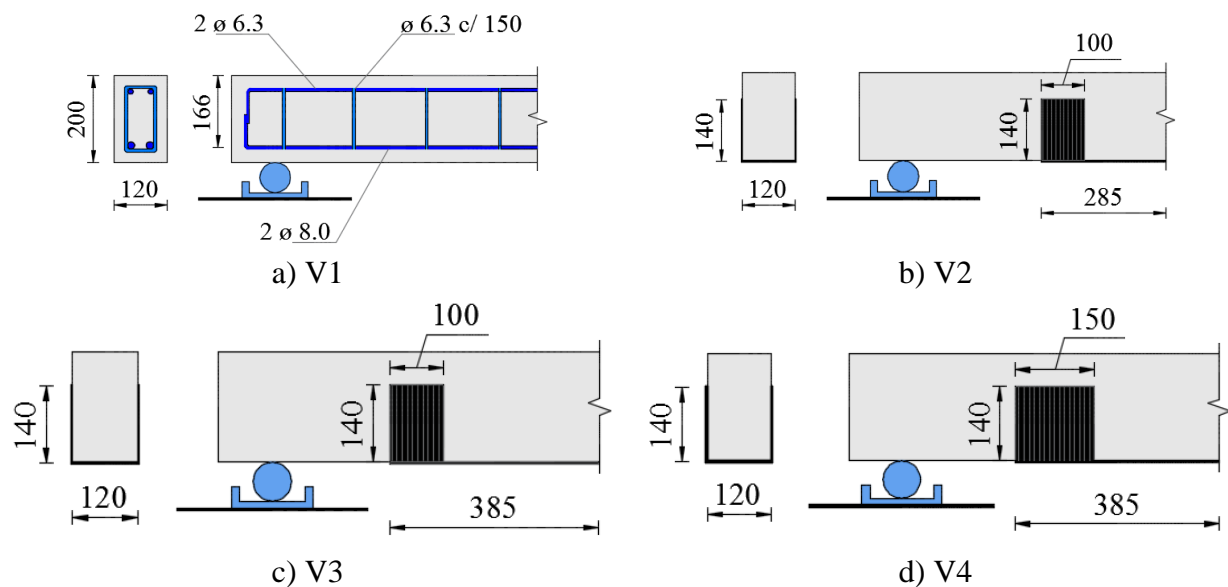


Figura 3. Características das vigas ensaiadas.

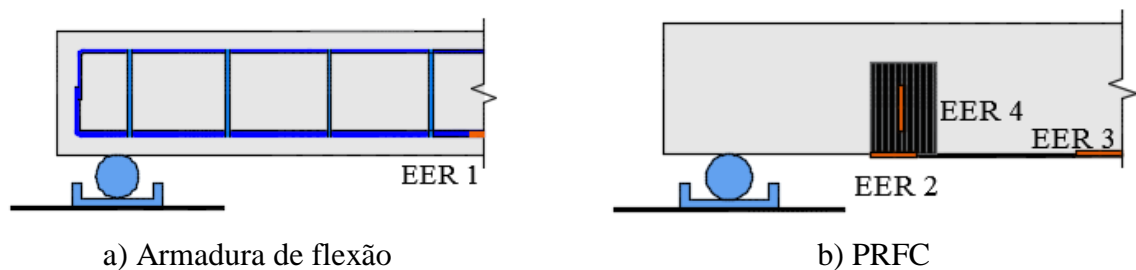


Figura 4. Instrumentação das vigas.

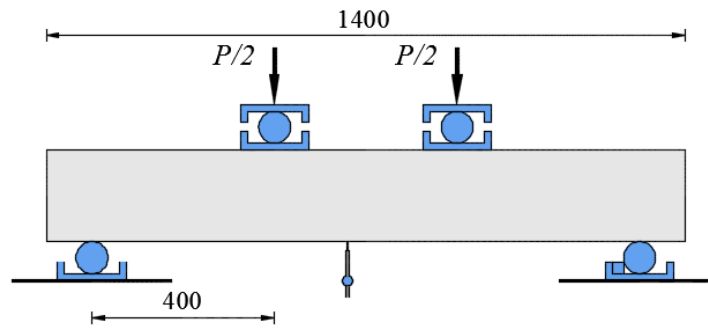


Figura 5. Sistema de ensaio das vigas.

3.2 Discussão dos Resultados

O modo de ruptura de cada uma das vigas ensaiadas pode ser visualizado na Figura 6. Observou-se que a viga de referência rompeu por flexão após sua armadura longitudinal atingir altos níveis de deformação (Figura 6a). Na viga V2 ocorreu o arrancamento do concreto na zona adjacente ao grampeamento (Figura 6b). A viga V3 perdeu sua capacidade resistente após ocorrer o descolamento da fibra em parte da zona de contato com o grampeamento (Figura 6c). Já a viga V4 rompeu após o destacamento do cobrimento do concreto na região do vão de flexão (Figura 6d).

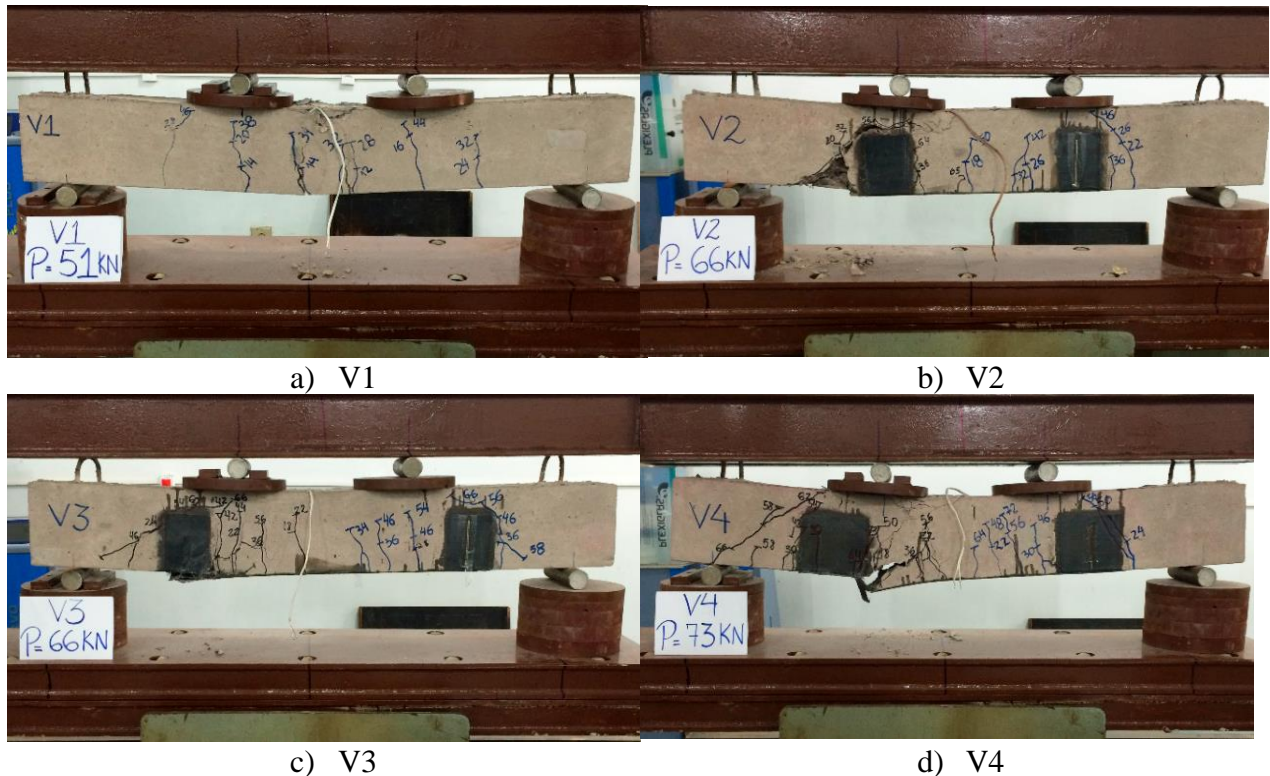


Figura 6. Superfície de ruptura das vigas ensaiadas.

A Figura 7 apresenta os resultados de deformações medidos nas armaduras de flexão e em diferentes pontos do PRFC. Percebe-se que, em todas as vigas, as armaduras de flexão atingiram o escoamento, como mostra a Figura 7a. As deformações na armadura de flexão foram menores nas vigas com a manta de PRFC para os mesmos níveis de carregamento, pois o reforço contribuiu na parte tracionada da peça. Além disso, destaca-se que o comportamento resistente das vigas com a manta foi mais frágil que o da viga sem reforço, uma vez que após atingir a resistência máxima, as leituras foram interrompidas pela falha da peça, enquanto que na viga V1, ao se alcançar a carga máxima, esse nível de carregamento permaneceu associado a um alto nível de deformação.

Na Figura 7b, observa-se que tanto o comprimento de ancoragem da fibra quanto a largura do grampeamento influenciaram na deformação última do PRFC medido nos ensaios, variando-se de 3,5‰ para a viga V2 até aproximadamente 4,2‰ para as vigas V3 e V4. Em todos os casos, deve-se destacar que estes são valores superiores aos previstos de forma teórica pelo ACI, que seriam de 1,9‰. Deve-se ressaltar ainda que em nenhuma das vigas rompeu com o esgotamento da resistência à tração da manta de PRFC. A Figura 7c mostra que em todas as vigas o nível de deformação na extremidade do reforço foi menor do que o medido no meio do vão, onde o momento é máximo e que a no caso da viga V2, que rompeu por descolamento da fibra nesta região, o limite de deformação medido foi praticamente o mesmo que o sugerido pelo fabricante, de 2,1‰. Já na Figura 7d é possível perceber que o nível de deformação desenvolvido na região do grampeamento foi pequeno e que na viga V3 ele claramente começa a descolar antes da ruína.

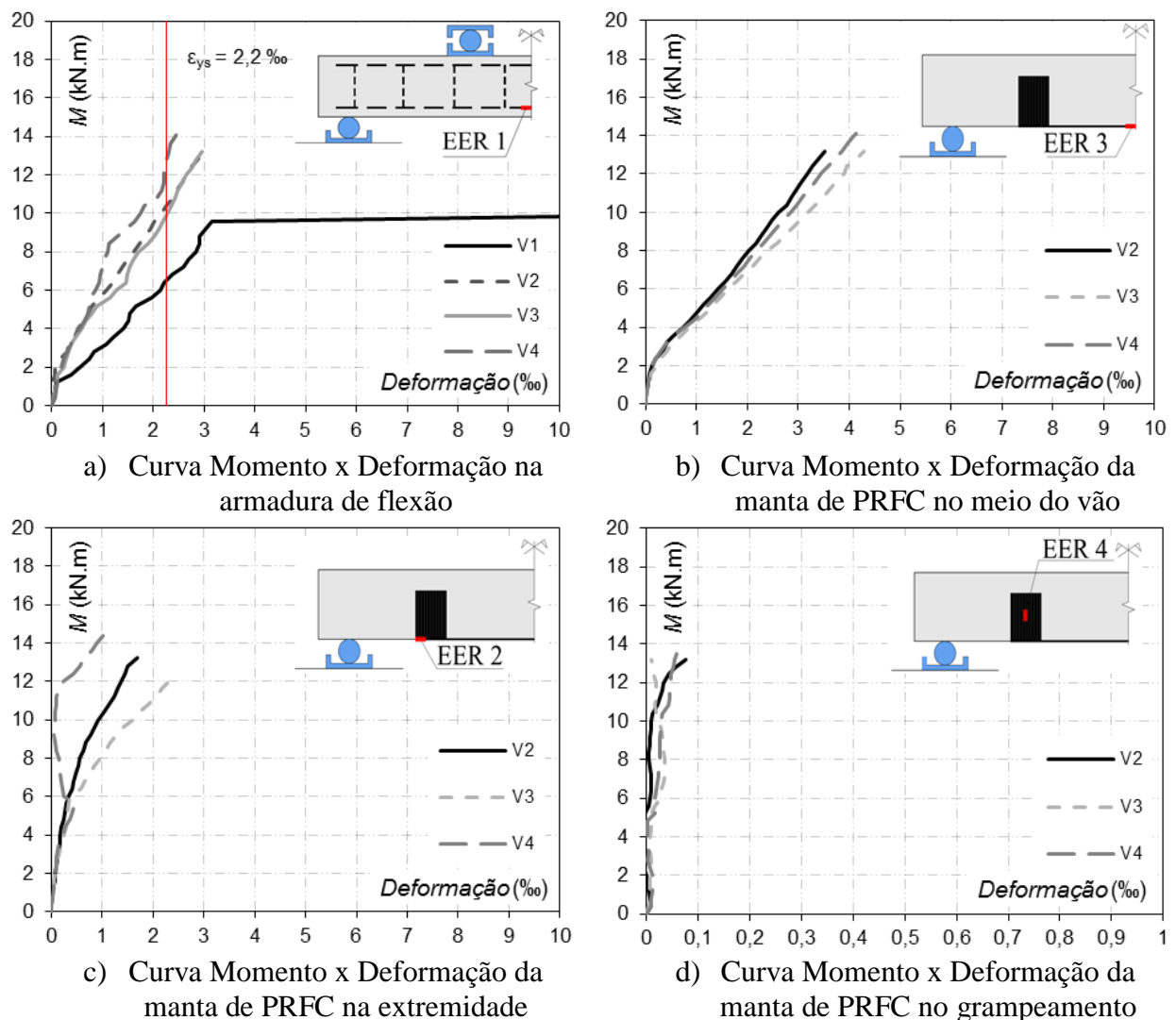


Figura 7. Resultados dos ensaios nas vigas.

A Figura 8 apresenta a curva de deslocamentos verticais das vigas, medidos no meio do vão. É possível perceber que as vigas reforçadas apresentaram resposta muito similar entre si, demonstrando maior rigidez que a viga de referência, a qual rompeu de forma dúctil por flexão e mostrando grandes deslocamentos ao atingir o momento de escoamento de suas armaduras de flexão. Como visto, todas as vigas reforçadas romperam de forma brusca, com a falha ocorrendo em diferentes regiões do PRFC.

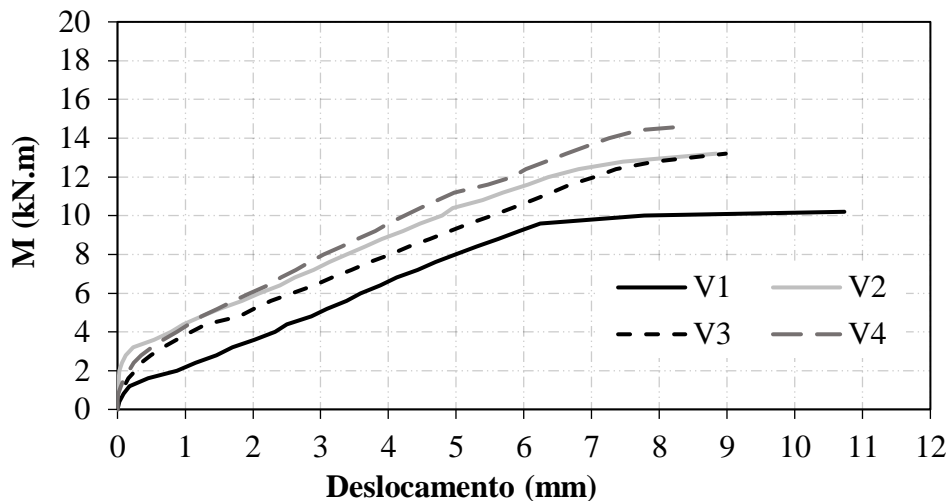


Figura 8. Curvas momento-deslocamento das vigas ensaiadas.

A Tabela 2 apresenta as cargas últimas das vigas ensaiadas e compara a resistência das vigas reforçadas com manta de PRFC com a da viga de referência (V1), a fim de determinar o incremento de resistência gerado pelo reforço. Além disso, a resistência experimental das vigas é comparada com estimativas teóricas obtidas seguindo as recomendações do ACI e do *fib*14. A partir desses resultados, observou-se que o aumento do comprimento de ancoragem da viga V3 em relação à viga V2 não resultou em aumento de resistência, e que foi o aumento da largura do grampeamento o responsável pela maior resistência da viga V4 em relação à viga V3. Também foi observado que o uso do ACI resultaria em previsões de resistência contra a segurança para as vigas V2 e V3, enquanto que o *fib* 14 apresentou resultados a favor da segurança.

Tabela 2. Cargas últimas das vigas.

Viga	M_u (kN.m)	M_u / M_{V1}	M_u / M_{ACI}	M_u / M_{fib}
V1	10,2	1,00	-	-
V2	13,2	1,29	0,94	1,14
V3	13,2	1,29	0,94	1,14
V4	14,6	1,43	1,04	1,26

4. BANCO DE DADOS

4.1 Metodologia de coleta e análise de dados

Em complemento ao programa experimental, foi coletado um banco de dados com os resultados de 126 ensaios de 20 autores, envolvendo vigas reforçadas à flexão com manta de PRFC. Como critério de escolha das vigas, foram selecionadas apenas as que romperam por flexão, sem carregamento inicial e com reforço colado externamente. O objetivo dessa análise de dados é avaliar a influência das principais variáveis na resistência à flexão de vigas reforçadas com PRFC. A análise do banco de dados envolve a comparação dos resultados experimentais com as estimativas teóricas obtidas usando-se o ACI e o *fib* 14. Assim, foram calculados os valores de média, coeficiente de variação e desvio-padrão da razão entre o momento último experimental e o momento resistente teórico (M_u/M_{Rteo}), e por fim, avaliou-se o percentual de resultados contra a segurança ($M_u/M_{Rteo} < 1$). Para avaliar a precisão dos modelos teóricos, são apresentados gráficos que confrontam o momento de ruptura experimental (M_u) em função do momento resistente previsto (M_{Rteo}), com o objetivo de analisar se a tendência dos resultados obtidos se aproxima da condição ideal ($M_u=M_{Rteo}$).

Como verificado anteriormente, o desempenho do reforço com manta de PRFC está diretamente relacionado à qualidade da ancoragem da fibra ao concreto. Portanto, as vigas do banco de dados foram divididas em 3 grupos: o grupo 1 para as situações em que a colagem da manta se estendia do centro da viga até o apoio ou além; o grupo 2 com vigas em que a colagem da manta não se estendia até o apoio; e o grupo 3 com vigas em que foram utilizados dispositivos externos para auxiliar na ancoragem do reforço, como parafusos ou gravatas. Ressalta-se que esse tipo de ancoragem é considerado por diversos autores como o mais favorável para a ancoragem da manta de PRFC, contanto que o dispositivo seja feito deste mesmo material.

Outro método de avaliação utilizado foi o critério de Collins (2001), conhecido como *Demerit Points Classification – DPC*, no qual os valores de M_u/M_{Rteo} foram classificados em faixas que vão de “extremamente perigoso” a “extremamente conservador”, sendo o desempenho do modelo teórico definido como um número que resulta da soma dos produtos de M_u/M_{Rteo} por seu escore correspondente, segundo a classificação. A Tabela 3 apresenta um resumo das características das vigas do banco de dados, além da simbologia utilizada pelos autores para identificação das figuras. A Tabela 4 mostra um resumo das variáveis referentes ao reforço com manta de fibra de carbono das vigas do banco de dado. A Tabela 5 apresenta os parâmetros relacionados com o DPC de Collins (2001).

Por fim, foram feitos gráficos que relacionam a resistência experimental das vigas com a previsão de ruptura teórica (M_u/M_{Rteo}) em função do número de camadas de mantas de PRFC, bem como a taxa de armadura após o reforço em relação à inicial (ρ_r/ρ). O objetivo destes gráficos é analisar se as hipóteses adotadas pelos modelos teóricos apresentam correlação adequada com as evidências experimentais existentes.

Tabela 3. Características das vigas do banco de dados.

Autor	No. viga	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	a (mm)	A_s (mm ²)	f_{ys} (MPa)	f_c (MPa)
Beber (2003)	12	150	300	272	833	245	706	32
Beber <i>et al.</i> (2000)	8	120	250	219	783	157	565	33
David <i>et al.</i> (2003)	4	150	300	267	933	307	500	39
Esfahani <i>et al.</i> (2007)	6	150	200	164	600	402-626	350-406	24
Breña <i>et al.</i> (2003)	9	203	356-406	318-368	1065-1220	395	440	35-37
Rusinowski <i>et al.</i> (2009)	5	200	300	262	1300	402	527	64-70
Toutanji <i>et al.</i> (2006)	7	108	158	127	560	142	427	49
Barros <i>et al.</i> (2007)	6	120	170	141-145	300	39-99	627-788	44
Gamino (2007)	14	75	150	120	550	62	640	45
Zhang <i>et al.</i> (2006)	4	120	250	224	750	226-402	335	23
Spadea <i>et al.</i> (2000)	2	140	300	266	1800	402	435	30
Alagusundaramoorthy <i>et al.</i> (2003)	12	230	380	342	1830	981,75	414	31
Ferrari (2007)	3	170	350	300	950	254,4	548	35-38
Dias <i>et al.</i> (2002)	5	120	180	160	720	100,5	533	41
Balaguru e Kurtz (2001)	3	200	300	255	1000	258	447	47
Vieira <i>et al.</i> (2016)	8	120	245	220	800	157-245	500	44
Bilotta <i>et al.</i> (2015)	2	120	160	135	925	157	590	21
Garcez (2007)	2	150	300	270	950	245,4	578	41,4
Juvandes (1999)	9	75-150	150	130	605-650	14-226	192-507	20-45
Chahrour e Soudki (2005)	5	150	250	219	750	402,1	400	39

Tabela 4. Variáveis do reforço das vigas.

Autor	No. viga	No. Cam.	b_f (mm)	t_f (mm)	A_f (mm ²)	E_f (GPa)	e_{fu} (%)
Beber (2003)	12	1-6	50-150	0,1-1,4	10-140	240	12-14
Beber <i>et al.</i> (2000)	8	1-10	120	0,011	1,3-13,2	230	15
David <i>et al.</i> (2003)	4	2-4	50	1,2	120-240	150	15
Esfahani <i>et al.</i> (2007)	6	1-2	100-150	0,176	17,6-52,8	237	12
Breña <i>et al.</i> (2003)	9	1-2	50-100	0,165-1,2	16,5-104	62-230	12-16
Rusinowski <i>et al.</i> (2009)	5	1-2	50-120	1,4	140-168	155-300	9-15
Toutanji <i>et al.</i> (2006)	7	3-6	102	0,165	50,5-101	110	6
Barros <i>et al.</i> (2007)	6	1-3	9,6-80	0,1-1,4	13,4-40,3	158,8-240	15-17
Gamino (2007)	14	1-2	75	0,11-0,13	8,2-16,5	230-235	15
Zhang <i>et al.</i> (2006)	4	1-2	120	0,11	13,3-26,6	235	14,27
Spadea <i>et al.</i> (2000)	2	1	80	1,2	96	152	15,1
Alagusundaramoorthy <i>et al.</i> (2003)	12	1-3	76-203	1,4-4,7	36,4-975	48-228	11,5-15
Ferrari (2007)	3	1-3	16,5	0,17	2,8-8,4	50	13
Dias <i>et al.</i> (2002)	5	1-2	20-70	0,1-1,4	15,5-28	200-240	11-15
Balaguru e Kurtz (2001)	3	2-5	152	0,071	21,6-54	200	6
Vieira <i>et al.</i> (2016)	8	2-5	100	0,166	33,2-83	230	21
Bilotta <i>et al.</i> (2015)	2	1-2	40	1,4	56-112	171	12
Garcez (2007)	2	1-2	150	0,165	247-49	227	15
Juvandes (1999)	9	1	50	1,2	60	155	19
Chahrouh e Soudki (2005)	5	1	100	1,2	120	155	19

Tabela 5. Critério de Collins.

M_{exp}/M_{Rteo}	Classificação	Penalidade
< 0,50	Extremamente Perigoso	10
(0,50 - 0,65)	Perigoso	5
(0,65 - 0,85)	Baixa Segurança	2
(0,85 - 1,15)	Segurança Adequada	0
(1,15 - 2,00)	Conservador	1
$\geq 2,00$	Extremamente Conservador	2

4.2 Discussão dos Resultados

A Figura 9 mostra os gráficos que confrontam a resistência experimental do banco de dados com as previsões teóricas, incluindo-se em vermelho os resultados experimentais dos ensaios desta pesquisa. Observou-se que os dois modelos teóricos apresentaram desempenho similar em relação à média dos resultados, porém com o *fib* 14 mostrando maior dispersão e maior percentual de resultados contra a segurança. Ainda, percebe-se que as vigas ensaiadas se encaixam bem na tendência de resultados observados para o universo mais amplo gerado pelo banco de dados.

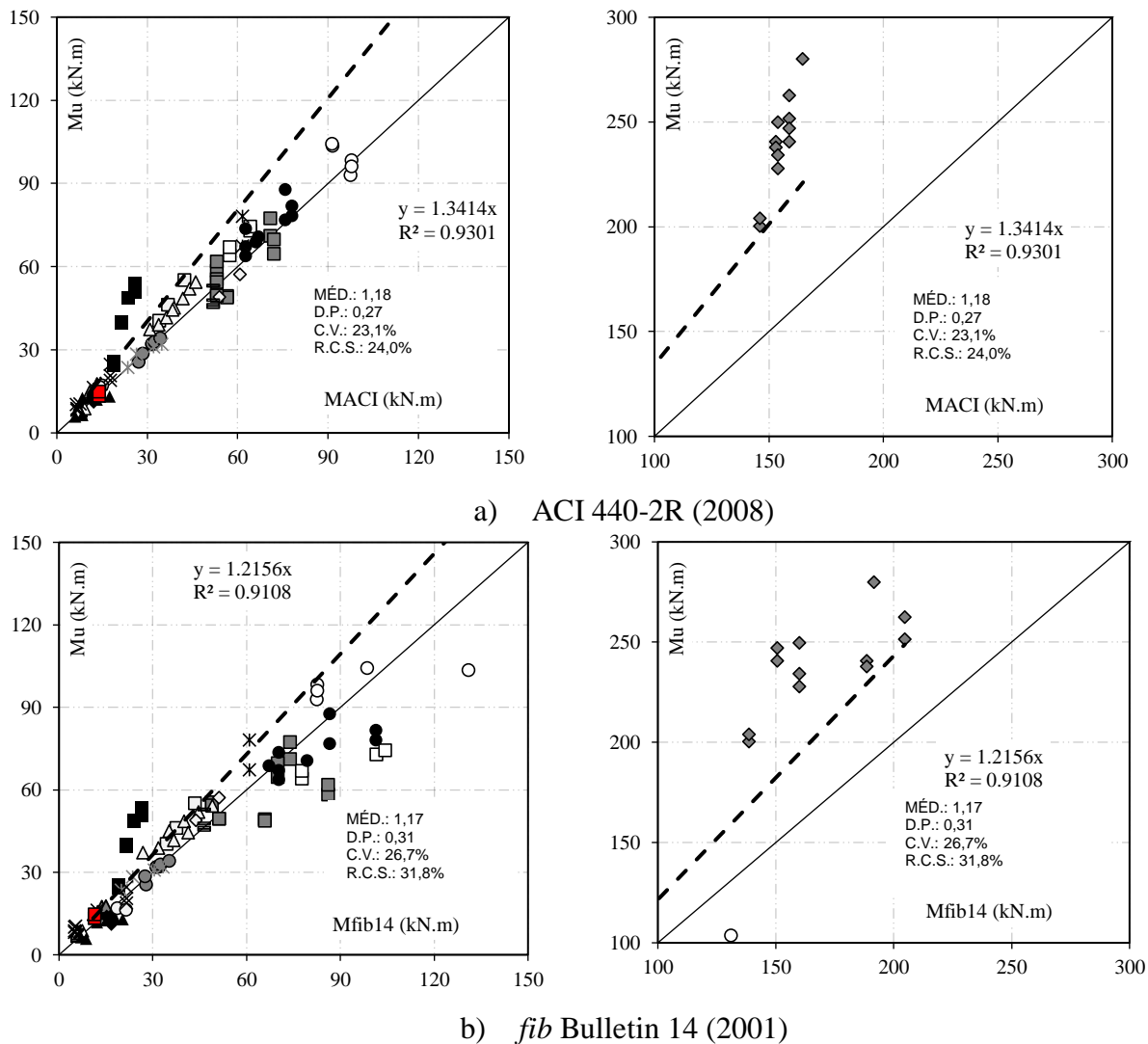


Figura 9. Análise da precisão dos modelos teóricos.

Para avaliar a influência do tipo de ancoragem do reforço com PRFC no desempenho das previsões teóricas, a Figura 10 divide os dados gerais apresentados na Figura 9, classificando-os por tipo de ancoragem em 3 grupos distintos. Para o grupo 1, o ACI apresentou uma média mais próxima de 1,0, bem como uma menor dispersão de resultados e aproximadamente o mesmo número de valores contra a segurança, quando comparado com o *fib* 14. No grupo 2, esse comportamento foi invertido, e o *fib* 14 apresentou menor média, mas ainda com maior dispersão e maior percentual de resultados contra a segurança. Para as vigas do grupo 3 os métodos teóricos apresentaram desempenho semelhante, com o ACI mostrando novamente menor dispersão.

Como visto, utilizando o critério de Collins (2001), é possível estabelecer pontuações para as duas recomendações, com base no espaço amostral do banco de dados coletado, conforme mostra a Figura 11. Observa-se que o ACI apresenta menor penalidade de acordo com o critério adotado.

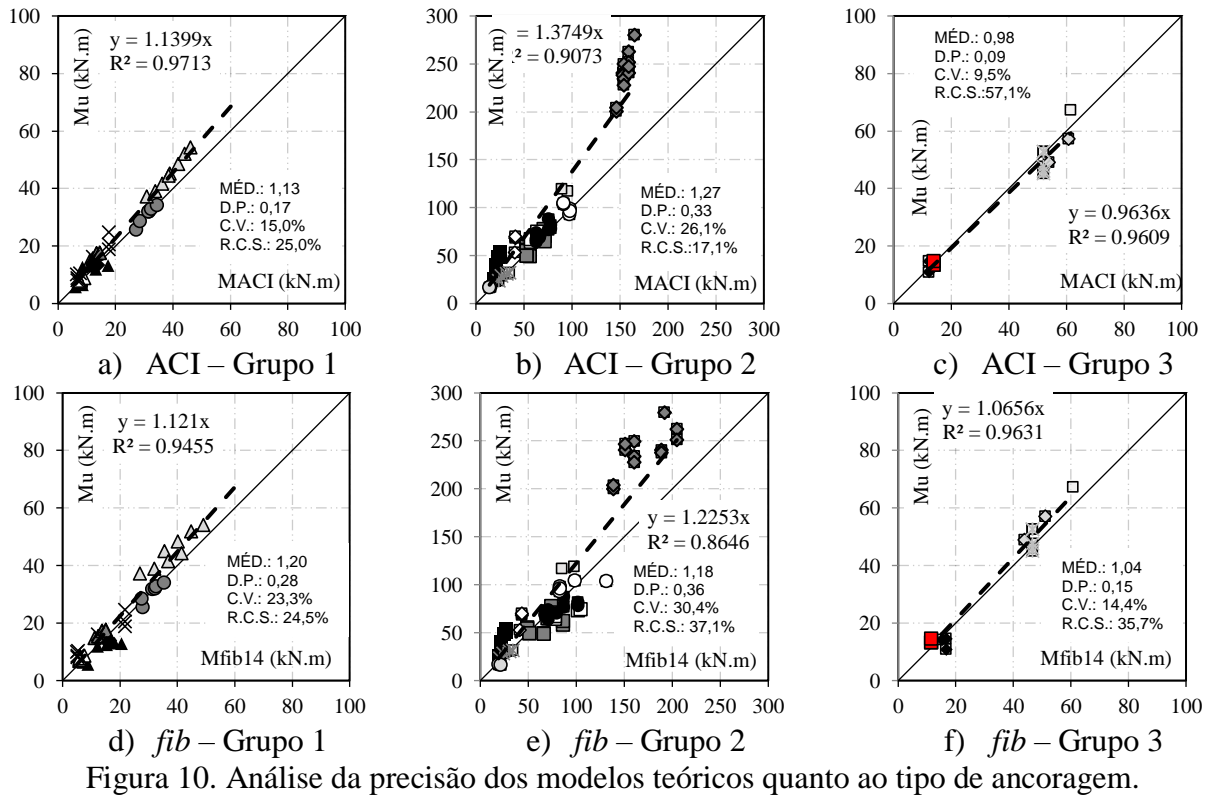
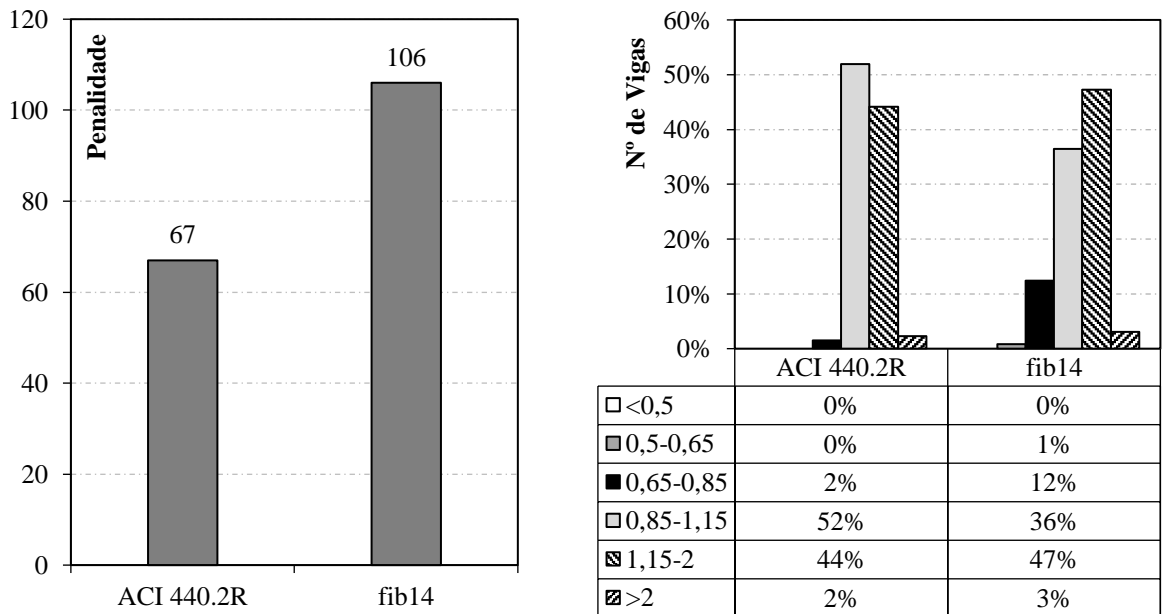


Figura 10. Análise da precisão dos modelos teóricos quanto ao tipo de ancoragem.



a) Penalidade de Collins aplicada b) Distribuição dos resultados das vigas
 Figura 11. Resultado do critério de Collins (2001).

A Figura 12 analisa a influência do número de camadas de PRFC tanto no desempenho do reforço quanto dos métodos teóricos. Percebe-se que há uma tendência de resultados mais conservadores conforme se aumenta a quantidade de camadas, o que é justificável pelo fato de que ambas as recomendações limitam a deformação do PRFC. Para o ACI, essa tendência é ligeiramente superior, uma vez que em sua equação é utilizado o número de camadas, o que penaliza a estimativa de resistência de vigas reforçadas com um número elevado de camadas. Em contrapartida, no *fib* 14 esse fator não é levado em consideração.

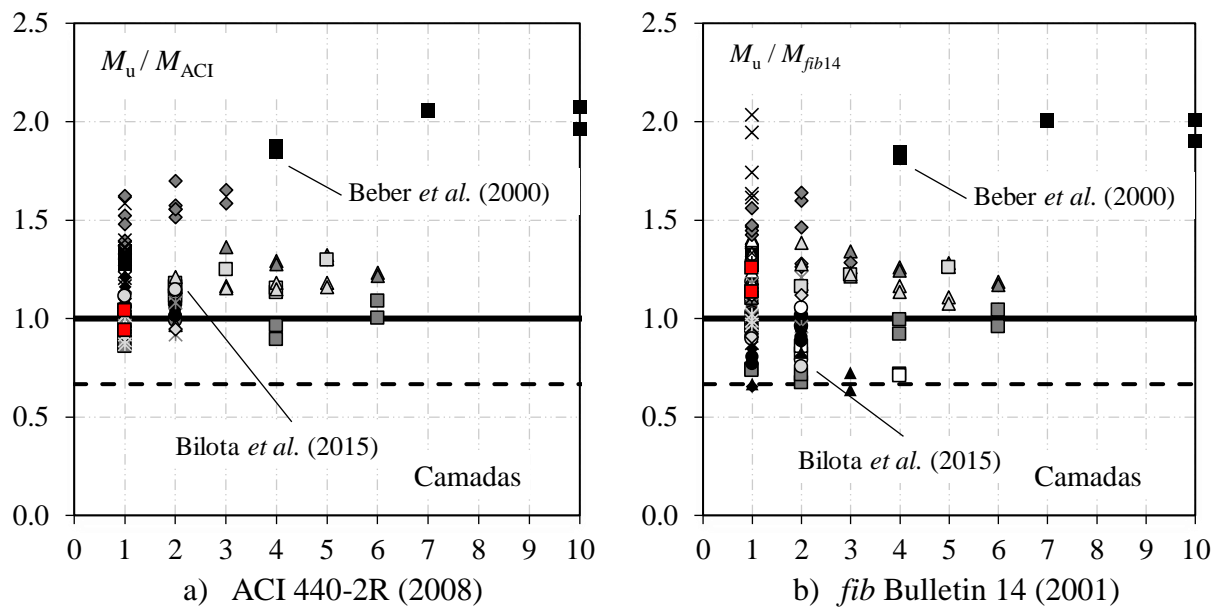
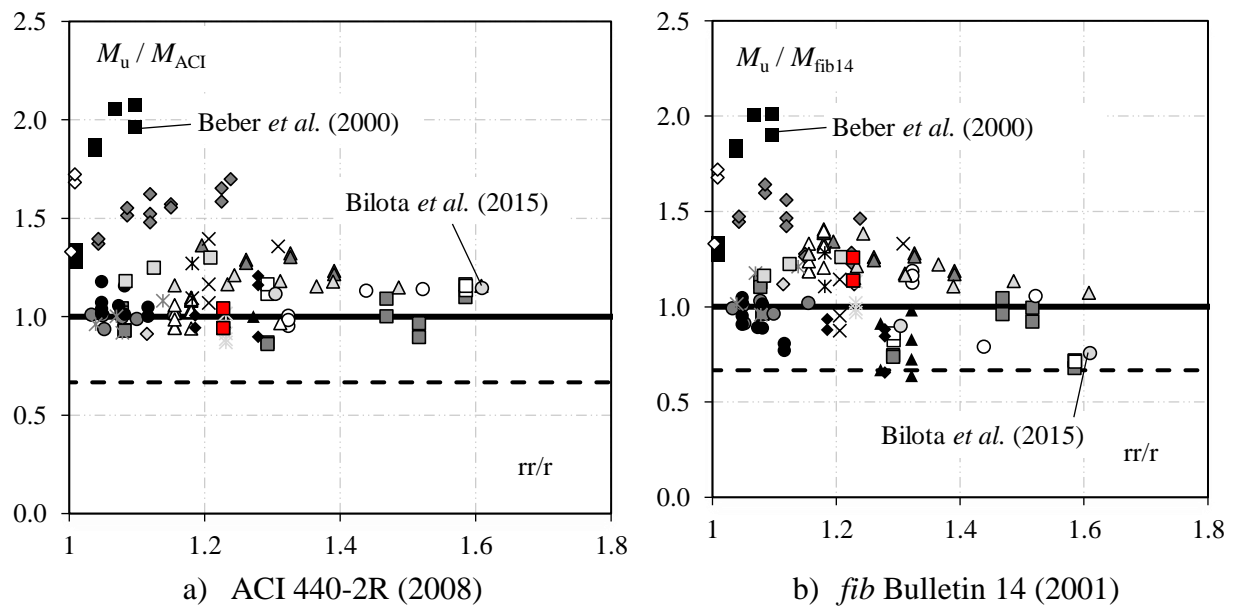


Figura 12. Influência do número de camadas de reforço.

A Figura 13 mostra a influência da razão entre a taxa de armadura após o reforço e a taxa de armadura de flexão (ρ_r/ρ). Verifica-se que há uma tendência de resultados menos conservadores à medida que ρ_r/ρ cresce, sendo que para valores acima de 1,4, o ACI tende a estabilizar essa tendência, evitando-se estimativas de resistência contra a segurança. Contudo, o mesmo não foi observado para o *fib* 14, cujas previsões se aproximaram da linha tracejada, que expressa o limite da resistência de projeto.


 Figura 13. Influência do acréscimo da taxa de armadura (ρ_r/ρ)

As Figuras 12 e 13 mostram que o número de camadas de PRFC não é, necessariamente, um parâmetro que deve ser penalizado na previsão de resistência de vigas reforçadas à flexão com mantas de PRFC, conforme definido pelo ACI. Isso fica evidente analisando-se, por exemplo, os resultados de Beber *et al.* (2000), que testaram vigas com até dez camadas de mantas de PRFC e obtiveram bom desempenho, e os de Bilota *et al.* (2015), cujas vigas testadas tinham apenas uma ou duas camadas de PRFC e mostraram desempenho bem inferior. Analisando-se a Figura 13, é

possível perceber que as vigas de Beber *et al.* (2000) apresentam baixos valores de ρ_r/ρ enquanto que as de Bilota *et al.* (2015) apresentaram valores extremos dentro das vigas deste banco de dados, evidenciando que ρ_r/ρ é um parâmetro fundamental para ser levado em consideração em projeto.

5. CONCLUSÃO

Para observar a influência da ancoragem do reforço com PRFC no comportamento de vigas resistindo à flexão, foi realizado um estudo experimental, envolvendo ensaios em 4 vigas de concreto armado, variando os critérios de ancoragem das mantas de fibra de carbono. Além da abordagem experimental, um banco de dados com resultados de diversos autores foi utilizado para avaliar a influência de diferentes parâmetros na resistência de vigas reforçadas à flexão com mantas de PRFC. Estes dados foram usados ainda para discutir o desempenho dos métodos teóricos propostos pelo *fib* Bulletin 14 (2001) e ACI 440-2R (2008).

Quanto aos ensaios das vigas, observou-se que a largura do grampeamento teve maior influência na resistência à flexão das vigas reforçadas com manta de PRFC, visto que a viga V4 apresentou a maior resistência em relação às demais, mesmo tendo comprimento de ancoragem idêntico ao da viga V3. As vigas V2 e V3 apresentaram os mesmos valores de resistência, ainda que a viga V3 apresente maior comprimento de ancoragem entre elas. Outro ponto importante é que, mesmo com os acréscimos de resistência das vigas reforçadas em relação à de referência, as vigas com manta de PRFC falharam prematuramente. Por fim, observou-se que os valores limites de deformação da manta de PRFC assumidos pelo fabricante são muito conservadores diante dos resultados experimentais registrados nesta pesquisa.

Quanto à avaliação dos modelos teóricos, verifica-se que tanto o *fib* 14 quanto o ACI apresentaram resultados conservadores em relação a razão M_u/M_{Rteo} , o que na prática deve garantir previsões de resistência a favor da segurança, na maioria dos casos. Observou-se ainda que o procedimento de minorar a eficiência do reforço por meio de limitações nas deformações do PRFC, apesar de estar, em geral, a favor da segurança, pode se tornar excessivamente conservador nos casos de reforço onde a ancoragem do PRFC é executada de forma adequada. Por fim, ressalta-se que dentre os parâmetros avaliados que afetam na resistência a flexão de vigas com mantas de PRFC, destaca-se que a relação ρ_r/ρ se mostrou mais relevante do que comparado o número de camadas de mantas de PRFC, levando-se em conta os dados deste banco de dados.

6. AGRADECIMENTOS

Pelo apoio à esta e outras pesquisas, os autores agradecem: à Universidade Federal do Pará (UFPA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA); ao *Campus* Universitário de Tucuruí (CAMTUC); à Eletrobras Eletronorte; à VIAPOL Ltda por ter doado o material de reforço usado nos experimentos; e às agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

7. REFERÊNCIAS

Alagusundaramoorthy, I., Harik, I. E. and Choo, C. C. (2003), *Flexural Behavior of R/C Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Sheets or Fabric*. ASCE - Journal of Composites for Constructions. 7 (4):292-301. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:4\(292\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:4(292))

American Concrete Institute. (2014), *ACI Committee 318-M. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, Michigan.

- American Concrete Institute. (2008), *ACI Committee 440-2R. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, Michigan.
- Balaguru, P. and Kurtz, S. (2001), *Comparison of inorganic and organic matrices for strengthening of RC beams with carbon sheets*. Journal of Structural Engineering, 127:35-42.
- Barros, J. A. O., Dias, S. J. E. and Lima, J. L. T. (2007), *Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams*. Cement and Concrete Composites. Volume 29, Issue 3, Pages 203-217. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.09.001>
- Beber, A. J. (2003), “*Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono*”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 289.
- Beber, J. A., Campos Filho, A. and Campagnolo, J. L. (2000), “*Estudo Teórico-Experimental de Vigas de Concreto Reforçadas com Tecidos de Fibra de Carbono*”. IV Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo.
- Benjeddou, O., Ouezdou, M. B. and Bedday, A. (2007), *Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates*. Construction and Building Materials. Volume 21, Issue 6, Pages 1301-1310. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.01.008>
- Bilotta, A., Ceroni, F., Nigro, E. and Pecce, M. (2015), *Efficiency of CFRP NSM strips and EBR plates for flexural strengthening of RC beams and loading pattern influence*. Composite Structures, 124:163-175. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.046>
- Breña, S. F., Bramblett, R. M., Wood, S. L. and Kreger, M. E. (2003), *Increasing Flexural Capacity of Reinforced Concrete Beams Using Carbon Fiber-Reinforced Polymer Composites*. ACI Structural Journal. 100:36-46.
- Chahrouh, A. and Soudki, K. (2005), *Flexural Response of Reinforced Concrete Beams Strengthened with End-Anchored Partially Bonded Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strips*. ASCE Journal of Composites for Construction. 9 (2):170-177. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:2\(170\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:2(170))
- Collins, M. P. (2001), “*Evaluation of shear design procedures for concrete structures*”. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.
- David, E., Ragneau, E. and Buyle-Bodin, F. (2003), *Experimental analysis of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structures*. RILEM Materials and Structures. 38:238-241.
- Dias, S. J. E., Juvandes, L. F. P. and Figueiras, J. A. (2002), *Comportamento de Vigas de Betão Armado Reforçadas à Flexão com Sistemas Compósitos de CFRP. Unidireccionais*. Engenharia Civil UM. 14:15-28.
- Dong, J. F., Wang, Q. Y., Qiu, C. C. and He, D. (2011), *Experimental study on RC beams strengthened with CFRP sheets*. Advanced Materials Research. 213:548-52.
- Dong, J. F., Wang, Q. Y., Zhu, Y. M. and Qiu, C. C. (2010), *Experimental study on RC beams strengthened with externally bonded FRP sheets*. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition). 42:197-203.
- Esfahani, M. R., Kianoush, M. R. and Tajari, A. R. (2007), *Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets*. Engineering Structures. 29:2428-2444. [10.1016/j.engstruct.2006.12.008](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.12.008)
- Eurocode 2 (2004), *Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. Brussels, Belgium.
- Ferrari, V. J. (2007), “*Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado com Manta de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono (PRFC) Aderido a Substrato de Transição Constituído por Compósito Cimentício de Alto Desempenho*”. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, p. 310.
- fib Bulletin 14 (2001), *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures*. FIB, Lausanne.

- Gamino, A. L. (2007), “*Modelagem física e computacional de estruturas de concreto reforçadas com CFRP*”. Tese de doutorado, Escola politécnica da universidade de São Paulo, p. 259.
- Garcez, M. R. (2007), “*Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras*”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 241.
- Hawileh, R.A., Nawaz, W., Abdalla, J. A. and Saqan, E. I. (2015), *Effect of flexural CFRP sheets on shear strength of reinforced concrete beams*. Composite Structures. 122:468-476. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.010>
- Juvandes, L. F. P. (1999), “*Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de “CFRP”*”. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, p. 302.
- Khan, A. R. and Fareed, S. (2014), *Behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP wraps with and without end anchorages*. Procedia Engineering. 77:123-130. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.07.011>
- Kim, H. S. and Shin, Y. S. (2011), *Flexural behaviour of reinforced concrete (RC) beams retrofitted with hybrid fiber reinforced polymers (FRPs) under sustaining loads*. Composite Structures. 93:802-11.
- Monti, G. and Liotta, M. A. (2007). *Tests and design equations for FRP-Strengthening in shear*. Construction and Building Materials. 21:799-809. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.06.023>
- Rafi, M. M., Nadjai, A., Ali, F. and Talamona, D. (2008), *Aspects of behavior of CFRP reinforced concrete beams in bending*. Construction and Building Materials. 22:277-285. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.08.014>
- Rusinowsky, P., Taljsten, B. and Sand, B. (2009), “*Peeling Failure at the Cut-off End of CFRP Strengthened RC Beams*”. Proceedings of the 9th International Symposium of the Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, Sydney.
- Spadea, G., Bencardino, F. and Swamy, R. N. (2000), *Optimizing the performance characteristics of beams strengthened with bonded CFRP laminates*. Materials and Structures. 33:119-126.
- Teng, J. G., Smith, S. T., Yao, J. and Chen, J. F. (2003), *Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs*. Construction and Building Materials. 17:447-462. [10.1016/S0950-0618\(03\)00043-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00043-6)
- Toutanji, H., Zhao, L. and Zhang, Y. (2006), *Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix*. Engineering Structures, 28:557-566. [10.1016/j.engstruct.2005.09.011](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.09.011)
- Vieira, M. M., Santos, A. R. S., Mont’Alverne, A. M., Bezerra, L. M., Montenegro, L. C. S. and Cabral, A. E. B. (2016), *Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened in bending with carbon fiber reinforced polymer*. IBRACON Structures and Materials Journal. 9 (1) pp. 123:152. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000100008>
- Zhang, A., Jin, W. and Li, G. (2006), *Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates*. Journal of Zhejiang University SCIENCE A. 7:436-444. <https://doi.org/10.1631/jzus.2006.A0436>

Contribuição às vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: Análise comparativa entre o reforço estrutural com fibras de carbono e chapas metálicas

Y. S. Simões^{1*} , C. F. R. Santo¹ 

* Autor de Contato: yaghosimoes@usp.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.259>

Recepção: 25/09/2018 | Aceitação: 29/10/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Esse artigo tem como objetivo comparar duas técnicas de reforço estrutural, fibra de carbono e chapa metálica, utilizadas para recuperação de elementos de concreto armado degradados pela ação do fogo. Simula-se a deterioração de uma viga em situação de incêndio a partir de uma modelagem numérica térmica e, em seguida, são calculados os reforços mencionados. A fibra de carbono exigiu uma menor área em comparação àquela para chapa metálica, em função de sua elevada resistência mecânica. Como limitações, cita-se o fato de o estudo ser preliminar e envolver apenas uma análise térmica da viga, não sendo considerado o carregamento atuante e suas implicações. Conclui-se que a fibra de carbono apresenta maiores vantagens no que diz respeito ao reforço de vigas.

Palavras-chave: viga de concreto armado; reforço estrutural; fibra de carbono; chapa metálicas coladas; incêndio.

Citar como: Y. S. Simões, C. F. R. Santo (2019), "Contribuição às vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo: Análise comparativa entre o reforço estrutural com fibras de carbono e chapas metálicas", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 48 – 64, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.259>

¹ Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Contribution to reinforced concrete beams degraded in fire situations: Comparative analysis between structural reinforcement with carbon fibers and sheet metal

ABSTRACT

This article aims to compare two structural reinforcement techniques, carbon fibers and the metal sheets, used to recovery of the degraded reinforced concrete elements. It will be simulated the deterioration of a beam in a fire situation from a thermal numerical modelling and then the two mentioned reinforcements are calculated. The carbon fibers required a smaller area compared to that obtained for metal sheets, due to its high mechanical strength. This work is a preliminary study that involved only a thermal analysis of a beam, not considering the loading and its implications. It is concluded that structural reinforcement in carbon fiber presents greater advantages than metal sheets for recovery of degraded reinforced concrete beams.

Keywords: reinforced concrete beams; structural reinforcement; carbon fiber; sheet metal; fire.

Contribución a las vigas de hormigón armado degradadas por la acción del fuego: Análisis comparativo entre el refuerzo estructural con fibras de carbono y chapas metálicas

RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo comparar dos técnicas de refuerzo estructural, fibra de carbono y chapa metálica, utilizadas para la recuperación de estructuras de hormigón armado degradados por el fuego. Se simula un deterioro de una viga en situación de incendio a partir de un modelaje numérico térmico y, en seguida, se calculan los refuerzos mencionados. La fibra de carbono exigió un área menos en comparación con la chapa metálica, debido a su elevada resistencia mecánica. Este es un estudio preliminar que envolvió solamente un análisis térmico de una viga, sin tener en cuenta el cargamento actuante y sus implicaciones. Se concluye que la fibra de carbono presenta mayores ventajas en lo que se refiere al refuerzo de vigas.

Palabras clave: viga de hormigón armado; refuerzo estructural; fibra de carbono; chapa metálica; pegadas; incendio.

1. INTRODUÇÃO

A concepção de um projeto estrutural é uma tarefa bastante complexa, pois, além das etapas de lançamento, dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, os projetistas devem prever medidas que evitem ou dificultem a ocorrência de manifestações patológicas. Em geral, as estruturas são projetadas para uma vida útil de 50 anos. Para que isso seja alcançado, devem ser realizadas ações preventivas, as quais evitam que a capacidade resistente dos elementos estruturais seja perdida a curto prazo. Um exemplo de ação preventiva corresponde à impermeabilização da superfície exposta do componente estrutural ao meio externo. Ela atua como uma barreira mecânica que impede a entrada de substâncias danosas ou ainda de substâncias que resultem em reações químicas cujos produtos são nocivos, no interior dos elementos estruturais.

Em elementos de concreto armado, um tipo de manifestação patológica muito comum e que promove a degradação do elemento estrutural é o *spalling* ou *desplacamento*. Ele pode ocorrer em temperatura ambiente devido à corrosão das armaduras imersas no interior do concreto, por exemplo (Stukovnik *et al.*, 2014). Nesse contexto, Wang *et al.* (2013) definem que a deterioração das estruturas de concreto armado ocorre em duas etapas. Na primeira, há a degradação da barreira

protetora das armaduras, permitindo a entrada dos agentes agressivos para o interior do elemento. Nesse processo, chamado de despassivação, o elemento estrutural não perde sua capacidade resistente. No que diz respeito a segunda etapa, acontece a deterioração do elemento estrutural propriamente dita, no qual o processo de corrosão das armaduras é iniciado, seguida de *spalling* da superfície do concreto e, posterior, colapso do elemento estrutural.

Além dos agentes agressivos, ações como incêndio e explosões também podem conduzir para degradação das estruturas. Atualmente, em virtude do aumento no número de casos de edifícios residenciais em situação de incêndio, muitos projetistas têm admitido que o dimensionamento das estruturas em temperatura ambiente, embora essencial, não é suficiente para se atender aos critérios de segurança estrutural. Assim, os elementos estruturais também devem ser dimensionados, de modo a atender o tempo requerido de resistência ao fogo (Kobes *et al.*, 2010).

No dia a dia das pessoas, o risco de incêndio é iminente. Ele pode acontecer por um curto circuito de um eletrodoméstico, fiações elétricas inadequadas ou vazamento de gás. No contexto do estudo de estruturas submetidas a incêndio é primordial conhecer a curva que caracteriza a evolução da temperatura dos gases ao longo do tempo, responsável por aquecer o elemento estrutural. Destaca-se que nenhum incêndio é igual ao outro, uma vez que há um grande número de parâmetros envolvidos para determinar a evolução de temperatura do elemento estrutural, como por exemplo: grau de ventilação da estrutura, o tipo e a quantidade de carga de incêndio.

Nesse aspecto, torna-se difícil definir uma temperatura e um tempo médios que edifícios residenciais comumente atingem quando se encontram em situação de incêndio. Dessa forma, as normas técnicas permitem a adoção de uma curva de aquecimento padrão para a construção de modelos em análise experimental. Tem-se assim o modelo de incêndio-padrão, cuja padronização permite o tratamento do incêndio de forma mais simples e aproximada.

Sobre as estruturas de concreto armado, o concreto atua como barreira térmica diminuindo o fluxo de calor para o aço. Isso ocorre porque o concreto apresenta melhores propriedades térmicas em comparação ao outro material, como por exemplo, a baixa condutividade térmica e alto calor específico, os quais diminuem a propagação de calor para o interior da seção transversal. De qualquer forma, pelo fato de haver um aquecimento, ambos os materiais tendem a perder rigidez e resistência mecânica. Ingham (2009) explica os mecanismos de degradação a nível microestrutural do concreto em situação de incêndio. Quando a temperatura do material atinge cerca de 100°C, a água livre presente nos agregados e na matriz evapora, aumentando a porosidade capilar. Nesse momento, há uma perda pequena de resistência do material. Quando a temperatura se eleva e alcança 300°C, há uma perda da água ligada a matriz de cimento. Até 600°C, os agregados sofrem expansão térmica e há um aumento de tensão interna. Entre 600°C e 800°C os elementos constituintes de carbonatos sofrem descarbonatação e, na faixa de 800°C a 1200°C, os componentes se desintegram e o concreto é calcinado.

Kodur e Agrawal (2016) estudaram os mecanismos de falha em elementos estruturais sob ação do fogo. Eles explicam que a deterioração de uma estrutura se deve tanto à desagregação de partes do concreto (*spalling*) e conseqüente elevação da temperatura nas barras de aço, quanto ao surgimento de deformações permanentes induzidas pelo aquecimento dos materiais.

Segundo Deeny *et al.* (2008), o *spalling* que ocorre em estruturas expostas ao fogo pode ter três origens. A primeira é relativa à ruína do agregado próximo à superfície aquecida, a segunda à desagregação das quinas no concreto e a terceira à ruptura frágil da superfície aquecida devido ao surgimento de tensões internas proveniente da evaporação da água livre. Enquanto a primeira é responsável apenas pelo dano superficial e, portanto, não afeta a capacidade resistente do material, a segunda e a terceira promovem a desagregação de partes do concreto, conduzindo a perda de resistência mecânica (Khoury, 2000; Hertz, 2003).

Após o incêndio é necessário avaliar se houve dano na capacidade resistente dos elementos estruturais. Caso tenha ocorrido, deve-se verificar a extensão do mesmo e assim optar ou pela destruição da estrutura ou pela recuperação dos elementos estruturais. Essa última alternativa pode

ser alcançada utilizando técnicas de reforço estrutural, de modo a restaurar a capacidade portante da estrutura degradada (Reis, 1998). Entre as técnicas de reforço atuais e as de particular interesse para esse trabalho citam-se a colagem de chapas de aço e a de polímeros reforçado com fibras de carbono na superfície do concreto. Ambas foram escolhidas por apresentarem pouco aumento da seção útil do elemento estrutural e não necessitarem, no processo construtivo, de concretagem (Obaidat, 2011). Apesar das pesquisas realizadas até o momento, como Lin e Zhang (2013), Firmo *et al.* (2015) e Jiangtao *et al.* (2017), terem investigado o comportamento de diversos tipos de reforços quando expostos à elevadas temperaturas, nenhuma delas apresenta o dimensionamento de reforço para estruturas de concreto armado degradadas pela ação do fogo.

Além do comportamento dos elementos estruturais sob elevadas temperaturas, é importante que o projetista saiba como dimensionar o reforço estrutural para a situação descrita. Assim, esse trabalho propõe um estudo comparativo entre os dois tipos de reforço anteriormente citados, a serem utilizados em vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo dimensionadas à flexão simples. Para tal, definiu-se o gradiente térmico no interior da viga, a partir de uma modelagem numérica e calculou-se o reforço necessário para que a estrutura voltasse a ter a capacidade resistente para qual ela foi dimensionada.

2. REFORÇO ESTRUTURAL

2.1. Reforço com fibras de carbono

Segundo Fard (2014), a utilização de fibras de carbono como reforço estrutural é mais vantajosa do que a adoção de chapas de aço coladas. Isso se deve à alta rigidez e resistência mecânica das fibras de carbono, que associada à sua baixa massa específica, promove aumento da capacidade portante da estrutura sem acréscimo de seu peso final. Além disso, a resistência à corrosão também representa uma vantagem das fibras de carbono em relação às chapas de aço coladas. Entre as desvantagens em se utilizar as fibras de carbono, destacam-se: o alto custo e a baixa performance das fibras quando sujeitas ao incêndio.

Em geral, o sistema de reforço com fibra de carbono é composto de dois elementos principais: a fibra de carbono, que é o elemento responsável pela resistência mecânica do sistema, e a matriz epoxídica (Figura 1), formada por resina epoxídica resultante da combinação de epocloridina e de bifenol. A matriz epoxídica é responsável pela transferência das tensões atuantes na estrutura para as fibras de carbono, sendo feita tanto por atrito quanto por adesão (Machado, 2007). A matriz envolve todas as fibras de carbono presentes no reforço, proporcionando tanto resistência mecânica quanto resistência aos agentes agressivos que podem deteriorar as fibras. Fard (2014) aponta que a superfície deve estar limpa, livre de materiais pulverulentos e o acabamento deve ser planejado, de modo a impedir que ocorra a perda de aderência entre a resina e a superfície do concreto.

Com relação ao processo executivo, o sistema de aplicação da fibra de carbono é composto por cinco etapas. Inicialmente, prepara-se a superfície do concreto através da inserção de uma camada de primer, cuja função é formar uma base estável livre de poeira e contaminantes. Em seguida, regulariza-se a superfície deixando-a livre de saliências para posterior aplicação da fibra de carbono. A partir disso, aplica-se a resina epóxi seguida da manta de fibra de carbono finalizando novamente com a resina. Por último, visando proteger as peças expostas ao sol contra a radiação UV, realiza-se uma camada de acabamento com tinta acrílica.

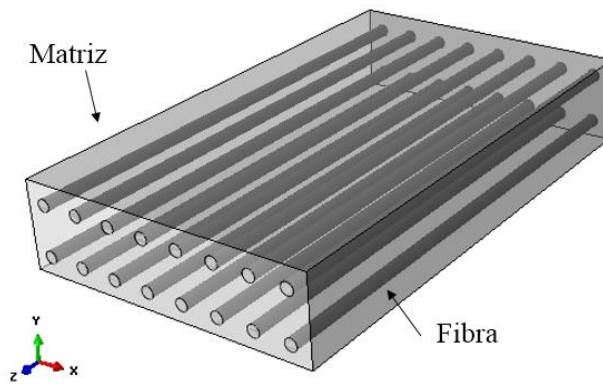


Figura 1. Matriz epoxídica e as fibras de carbono (Obaidat, 2011)

Com relação à disposição do sistema descrito, as fibras devem ser orientadas na direção das linhas de tensão por elas combatidas. Machado (2002) descreve que as fibras além de apresentar uma elevada resistência à tração, possuem boa resistência ao cisalhamento, embora em menor proporção que a anterior. Para essa última situação, o reforço é posicionado nas regiões dos apoios de modo a combater ao esforço cortante.

Segundo Chowdhury *et al.* (2008) e Raoof e Bournas (2017), uma das principais preocupações na utilização de reforço com fibra de carbono em elementos estruturais está relacionado a sua combustibilidade. Sob elevadas temperaturas, a resina responsável por ligar a manta de fibra de carbono ao concreto tende a se degradar, gerando fumaça tóxica e elevação do tamanho das chamas. Wang *et al.* (2003), Forter e Bisby (2005) e Chowdhury *et al.* (2008) apontam que, quando a temperatura no reforço atinge aquela correspondente à transição vítrea da resina, cerca de 93°C, ocorre o início da degradação de suas propriedades mecânicas. Além da resistência mecânica, os autores verificaram que, para temperaturas superiores à de transição vítrea da resina, houve redução da aderência entre o reforço e o concreto.

Não existe na literatura uma definição acerca da temperatura na qual ocorre a total degradação das propriedades mecânicas do reforço, comumente chamada de temperatura crítica. Chowdhury *et al.* (2008) aponta que ela ocorre entre 300°C e 400°C, o que corresponde a temperatura de combustão da resina. Já para Kumahara *et al.* (1993) e Wang *et al.* (2003) essa temperatura crítica é da ordem de 250°C. Apesar desses valores heterogêneos, Tanano *et al.* (1997) verificaram que a temperatura crítica depende da composição da resina utilizada no reforço. Estes autores identificaram em seus ensaios duas temperaturas críticas em função do tipo de resina utilizado, no caso 250°C e 860°C. Outra vantagem do reforço com fibras de carbono consiste na sua resistência residual após exposição a elevadas temperaturas. Forter e Bisby (2005) verificaram que, quando o reforço é exposto a temperatura de até 300°C e depois resfriado até atingir a temperatura ambiente, esse recupera sua resistência mecânica e rigidez.

2.2. Reforço por adição de chapas de aço coladas

O outro objeto de estudo desse trabalho corresponde a técnica de reforço por colagem de chapas finas de aço na superfície do concreto. Seu princípio consiste, basicamente, na criação de um sistema estrutural composto de concreto-cola-aço, no qual finas chapas de aço ficam coladas, por meio de resina epóxi e/ou parafusos, à superfície do concreto, aumentando significativamente a resistência do elemento aos esforços solicitantes, momento fletor e esforço cortante.

Souza (2008) e Adorno *et al.* (2015) afirmam que a ligação das chapas à estrutura pode ser feita por meio de resina epoxídicas aplicadas na área de contato entre o elemento e a chapa (Figura 2a), ou através de parafusos metálicos com injeção de resina epoxídica nos furos (Figura 2b), em que a primeira é a solução mais adotada no mercado.

Isso se deve tanto à maior facilidade de execução quanto à menor probabilidade de se fragilizar ainda mais, devido aos furos, uma estrutura já degradada. Ressalta-se que o adesivo epóxi é de extrema importância para o processo, pois é através dele que ocorre a transferência de tensões, fazendo com que a peça antiga e o reforço atuem como um único corpo em situação de perfeita aderência (Reis, 2001).

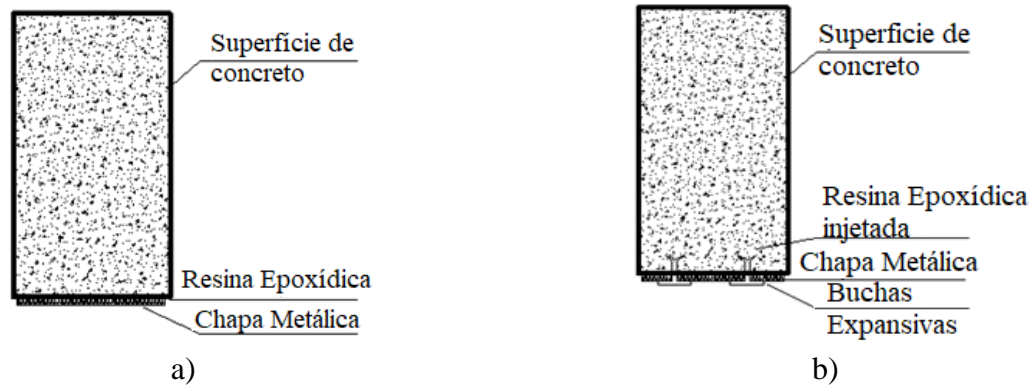


Figura 2. Reforço com chapa metálica: a) fixação em resina; b) fixação com aplicação de resina em furos

Como todo material, seu emprego possui vantagens e desvantagens. Como benefícios, destaca-se a eficiência e o baixo custo, que associadas à rápida e simples execução, fazem dessa uma boa alternativa quando é necessário reforçar a estrutura em um tempo curto. Além disso, resulta em pouca interferência na arquitetura, pois a seção reforçada possui apenas pequenas alterações geométricas, o que gera uma grande aceitação no mercado. Como desvantagens, citam-se a corrosão do aço, a baixa resistência ao fogo, necessidade do uso de escoras e, em função do peso e tamanhos comerciais das chapas, dificuldade de manipulação das mesmas.

Branco (2012) recomenda a aplicação de proteções contra o fogo e contra a corrosão após a concepção do reforço, pois as chapas metálicas não são resistentes a essas patologias e, além disso, o adesivo epóxi deteriora-se em temperaturas maiores que 60 °C.

3. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO REFORÇO ESTRUTURAL

De maneira similar à teoria de flexão de vigas de concreto armado descrita pela Norma Brasileira (NBR) 6118:2014, o cálculo do reforço estrutural consiste em um equilíbrio de esforços internos solicitantes de modo que o momento resistente da peça seja maior ou igual ao momento fletor atuante. Na Figura 3 é ilustrado o equilíbrio de forças e as deformações para uma viga de concreto armado com reforço na parte inferior.

O cálculo se inicia com a definição do tipo de ruína que a peça de concreto reforçado irá apresentar na ruptura. Para tal, é necessário adotar a relação entre a profundidade da linha neutra (x) e a altura útil da peça (d), pois é esse parâmetro determina se a ruptura será do tipo frágil ou dúctil. Para peças de concreto armado com f_{ck} até 50 MPa, a NBR 6118:2014 limita esse valor a 0,45 para que a estrutura apresente ruína com aviso prévio. A partir disso, calculam-se os esforços resistente do concreto (F_c), do aço inferior (F_s) e superior (F'_s) e do reforço estrutural, aplicando-se coeficientes de ponderação definidos pelas normas internacionais vigentes.

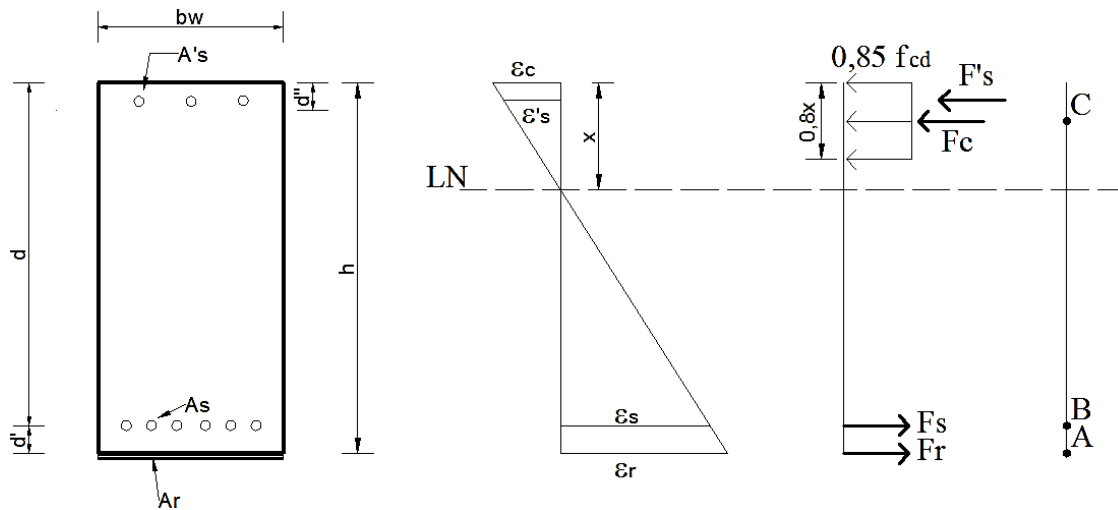


Figura 3. Equilíbrio de forças e deformações em uma viga de concreto armado

Em que:

b_w - Base da Viga;

h - Altura da viga;

d - Distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura inferior;

d' - Distância da fibra mais comprimida (tracionada) até o centro de gravidade da armadura superior (inferior);

x - Distância da fibra mais comprimida até a Linha Neutra;

A_s - Armadura inferior (de tração);

A'_s - Armadura superior (de compressão);

A_r - Área de reforço;

ε_c - Deformação do concreto;

ε_s - Deformação da armadura inferior;

ε'_s - Deformação da armadura superior;

ε_r - Deformação do reforço;

F_c - Força resultante da seção comprimida de concreto;

F_s - Força resultante da seção tracionada da armadura inferior;

F'_s - Força resultante da seção comprimida da armadura superior;

F_r - Força resultante da seção tracionada de reforço.

Após o cálculo dos esforços resistentes dos materiais, realiza-se o somatório de momento fletor em relação à aplicação do reforço (ponto A da Figura 3), em que são desprezadas as espessuras do reforço e da cola para sua fixação. O momento fletor encontrado neste ponto é válido para qualquer outro local da viga e será pertinente ao dimensionamento caso apresente valor maior ou igual ao solicitante. Entretanto, se esse valor for bem maior que o momento fletor solicitante, o modo de ruptura e a posição da linha neutra arbitrada inicialmente não são adequados, pois não conduzem a uma solução econômica.

Caso o valor encontrado seja aceitável, determina-se o momento fletor resistente em relação aos pontos B e C da seção transversal presentes na Figura 3. Assim como no ponto A, esses valores deverão ser igualados ao momento fletor solicitante. As equações de cálculo dos momentos nos pontos A, B e C estão descritas abaixo.

$$M_A = F_c (h - 0,4x) + F'_s (h - d') - F_s (h - d) \quad (1)$$

$$M_B = F_c (d - 0,4x) + F'_s (d - d') + F_r d' \phi \quad (2)$$

$$M_C = F_s (d - 0,4x) + F'_s (0,4x - d') + F_r \phi (h - 0,4x) \quad (3)$$

O coeficiente ϕ representa o fator de redução aplicado apenas quando o reforço for a fibra de carbono. Adotar-se-á $\phi=0,85$, como sugerido pelo ACI 440.2R:2008. A partir das equações (2) e (3) são encontrados dois valores para a força do reforço (F_r) que, por equilíbrio, devem ser iguais. Essa força será usada para cálculo da área de reforço necessária, a partir das equações (4) e (5).

$$A_r = \frac{F_r}{f_r} \quad (4)$$

$$f_r = \varepsilon'_r \cdot E_r \leq f_{ru} \quad (5)$$

Em que:

f_r - É a tensão resistente do reforço;

E_r - É o módulo de elasticidade do reforço, fornecido pelo fabricante do material;

ε'_r - É a deformação do material de reforço, encontrada por:

$$\varepsilon'_r = \varepsilon_r - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{ru} \quad (6)$$

Tal que:

ε_r - É a deformação do reforço encontrada pelo comportamento linear das deformações de acordo com a posição da linha neutra (x);

ε_{bi} - É a deformação preexistente no aço situado na parte inferior da viga, resultado de seu antigo carregamento, conforme descrito por Machado (2002).

Ainda segundo Machado (2002), para se conhecer o nível de tensão, o qual será submetido o reforço durante sua aplicação, é necessário identificar a deformação já existente na estrutura a ser reforçada. Para isso verifica-se a deformação preexistente na face inferior da viga (ε_{bi}). Essa deformação pode ser calculada a partir de sua carga permanente, quando a peça é escorada durante a aplicação do reforço, ou toda sua carga atuante, no caso de não se optar pelo escoramento. Vale ressaltar que, caso o momento resistente calculado da peça estrutural seja inferior ao solicitante, altera-se a posição da linha neutra e reinicia o processo anteriormente descrito. Trata-se, portanto, de um método iterativo.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo consiste, inicialmente, na representação numérica de uma viga com vão de 6,0m e seção transversal ilustrada na Figura 4, degradada pela ação do fogo.

Em seguida, os dois tipos de reforços aqui estudados, chapas de aço e fibras carbono, serão dimensionados com o intuito de recuperar a capacidade resistente inicial da viga.

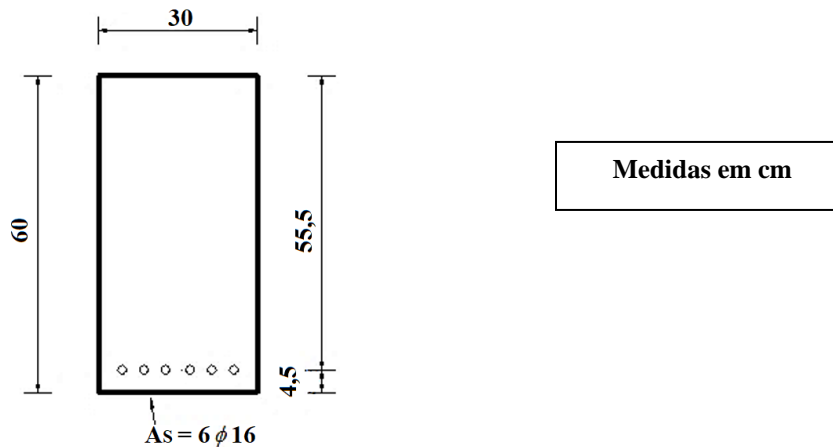


Figura 4. Seção transversal da viga de concreto armado em estudo

O concreto adotado para a viga em questão possui f_{ck} igual a 30 MPa e aço do tipo CA50, cujo módulo de elasticidade equivale a 210 GPa. De acordo com os métodos de cálculo apresentados na NBR 6118:2014, o elemento estrutural foi dimensionado para resistir a um momento fletor solicitante de cálculo igual 265,7 kN.m. Chama-se atenção para o tipo de ruína que a viga apresenta. Ela se encontra no domínio de deformação 2, em que o aço possui deformação máxima de 1%, enquanto que a do concreto varia de zero até o seu limite, que é igual a 0,35%.

Para representar a ação do fogo na viga foi desenvolvida uma modelagem numérica por meio do código computacional ABAQUS, que permite a solução de problemas de engenharia, inclusive de estruturas em elevadas temperaturas, com base na teoria do Método dos Elementos Finitos.

O comportamento de uma viga de concreto armado sob ação do fogo é complexo e vai além da redução das propriedades mecânicas (resistência e rigidez) do aço e do concreto. Há, por exemplo, o fenômeno já descrito anteriormente chamado de *spalling*, que faz com que a seção transversal perca parte da espessura do concreto quando o mesmo atinge a faixa de temperatura 375-425°C (Deeny *et al.*, 2008). Além disso, durante o incêndio, pelo fato de o aço e o concreto apresentarem diferentes coeficientes de dilatação térmica, pode haver fissuras longitudinais no contato entre esses materiais.

Tendo em vista a situação apresentada acima, para o estudo de caso apresentado nesse trabalho serão adotadas algumas simplificações para o dimensionamento do reforço, as quais estão descritas abaixo:

1. A modelagem numérica térmica será utilizada apenas para obtenção do campo de temperaturas formado na seção transversal. A partir do gradiente térmico ocasionado pela baixa condutividade térmica do concreto, será calculada uma temperatura média representativa do aquecimento da viga que será utilizada para o cálculo da redução das propriedades mecânicas dos materiais.
2. Será considerado um deslocamento de 1,5 cm de espessura em toda seção transversal da viga de concreto armado para representar o *spalling*.
3. O reforço será calculado para a nova seção transversal, admitindo a diminuição das propriedades mecânicas do concreto e do aço. O momento solicitante que a peça degradada deverá suportar corresponde àquele para o qual ela foi dimensionada inicialmente, ou seja, 265,7 kN.m.
4. Não será considerada na análise o comportamento pós-incêndio da viga de concreto armado.
5. Admite-se aderência perfeita entre o concreto, as armaduras e o reforço a ser empregado.
6. Não se admite alterações nas deformações últimas do concreto e do aço (0,35% e 1%, respectivamente) com a elevação da temperatura.
7. Nenhum tipo de deformação adicional, fissuração ou qualquer outra manifestação será levada em consideração para o cálculo do reforço.
8. Não será contemplado o efeito da ação térmica na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado. Sabe-se que em situações normais, o esforço que leva esses elementos estruturais

a falha é a flexão. Portanto, o cálculo do reforço aqui apresentado será somente para combate a essa solicitação.

Nos itens seguintes serão descritos detalhadamente a modelagem numérica térmica e o cálculo do reforço para a viga em estudo.

5. ESTUDO DE CASO

5.1. Modelagem numérica térmica

O ABAQUS adota o princípio da conservação da energia para realização de suas análises térmicas. Com relação à forma de análise, adotou-se, neste trabalho, aquela do tipo transiente, em que as propriedades térmicas dos materiais e a distribuição da temperatura variam com o tempo. As condições de contorno necessárias para realização de uma análise térmica se referem aos três mecanismos de transferência de calor: convecção, radiação e condução.

A convecção e a radiação são inseridas no modelo a partir dos comandos “*Surface film condition*” e “*Surface radiation*”, respectivamente, os quais estão disponíveis na função *Interaction* do código computacional. A aplicação desses fenômenos se dá a partir da criação de uma superfície no elemento estrutural e inserção das grandezas, coeficiente de convecção (α_c), para o primeiro mecanismo, e a emissividade resultante do material (ϵ) e a constante Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$), para o segundo. Em relação à condução, são fornecidos para a análise numérica, a densidade, o calor específico e a condutividade térmica do concreto e do aço. O valor adotado para a emissividade resultante do concreto foi de 0,7, e para o coeficiente de convecção, $25 \text{ W/m}^2 \text{ }^\circ\text{C}$.

A modelagem foi realizada com base nos parâmetros e propriedades dos materiais descritos nas normas brasileira (NBR 1500, 2012) e europeia (EUROCODE 2 Parte 1-2 (2004)) que tratam do comportamento do concreto armado em elevadas temperaturas. A curva de aquecimento utilizada para aquecer o elemento estrutural corresponde à curva de incêndio-padrão fornecida pela ISO 834-1:1999. Nesse contexto, a ação térmica com duração de 60 minutos foi empregada nas quatro faces da viga com o objetivo de simular um aquecimento uniforme.

Esse instante corresponde ao tempo mínimo que uma viga, quando presente em um ambiente residencial, deve resistir ao fogo, conforme previsto na NBR 14432:2000. No que diz respeito à criação do modelo numérico, foi empregado o elemento finito do tipo sólido, DC3D8, para representação do concreto, e elemento de barra, DC1D2, para modelagem das armaduras. A inserção das armaduras no concreto foi realizada através do comando *embedded region* que indica ao código computacional que elas estão posicionadas dentro do concreto e ambos os materiais apresentam aderência perfeita. Na geração de malha, foi feito um estudo de refinamento, a partir do qual optou-se por um processo automático o qual se buscou elementos finitos com tamanho igual a 30 mm.

É importante destacar que nos códigos computacionais, a modelagem numérica térmica é realizada separadamente da modelagem em que se considera o carregamento da peça estrutural. A análise chamada de termoestrutural, caracterizada por ser aquela em que um elemento estrutural se encontra em situação de incêndio, é feita com a associação dos resultados de cada uma das etapas anteriormente citadas. Por essa razão, naturalmente, na modelagem numérica realizada neste artigo, no caso, análise térmica, não se consideram os possíveis efeitos provocadas pela carga atuante na viga, de modo que os coeficientes de redução das propriedades mecânicas e térmicas do concreto e do aço não são modificadas e correspondem aquelas mencionadas nas normas brasileiras e europeias. A seguir, são descritos os resultados numéricos térmicos.

5.1.1 Descrição do campo térmico

Utilizando os parâmetros descritos anteriormente foi possível obter o campo térmico formado na seção transversal da viga estudada. De modo a caracterizar o avanço da temperatura ao longo da seção, foram selecionados seis pontos de medição dessa grandeza (T1 a T6) os quais estão

indicados na Figura 5a que apresenta a viga discretizada. Partindo desse pressuposto, na Figura 5b é apresentada a evolução das temperaturas desses pontos.

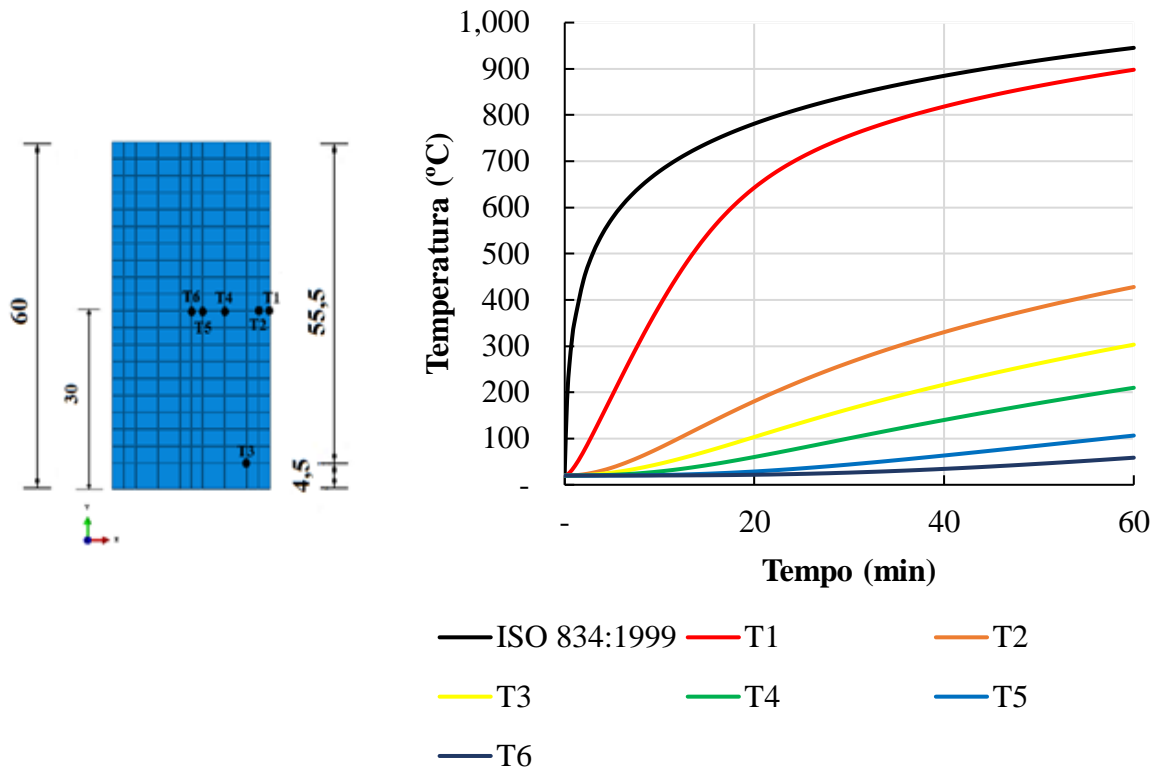


Figura 5. a) Posição dos pontos de medição de temperaturas na seção transversal; b) Evolução das temperaturas dos pontos de medição

Como pode ser vista na Figura 5b, a viga de concreto armado, mesmo aquecida nos quatro lados, apresentou um campo térmico não uniforme ao longo da seção transversal, de modo que à medida que se aproximava do seu centro geométrico, menores se tornavam as temperaturas. Isso se deve à baixa condutividade térmica do concreto e pela robustez da seção que promove um aquecimento diferencial do elemento estrutural. A conclusão obtida acima pode ser vista na Figura 6, na qual é ilustrada a variação da temperatura desenvolvida na seção para um tempo de 60 minutos de exposição ao fogo.

É importante ressaltar que, como a análise numérica foi desenvolvida utilizando os parâmetros (propriedades térmicas e curva de aquecimento dos gases) fornecidos pelas normas atuais de incêndio, não haverá a validação desses modelos numéricos. Isso se deve ao fato de que os ensaios experimentais dificilmente conseguem ser calibrados pelos parâmetros normativos, tendo em vista que a curva de aquecimento geralmente obtida em ensaios difere daquela do incêndio-padrão. Além disso, como se trata apenas de um estudo comparativo entre tipos de reforço, a simplificação acima não invalida o objetivo desse trabalho.

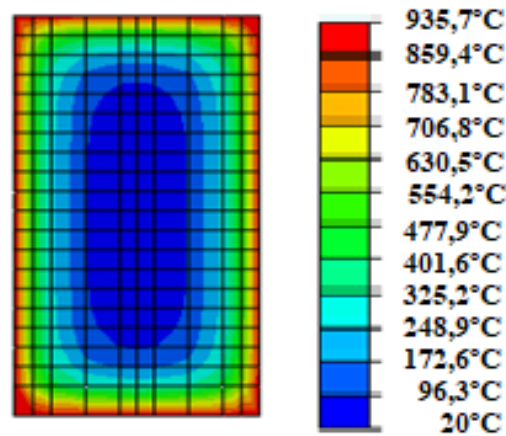


Figura 6. Variação de temperatura na seção transversal

5.2. Capacidade resistente das vigas degradadas

No item anterior, a viga de concreto armado foi modelada para representar seu comportamento em situação de incêndio. A partir da obtenção do campo térmico, foi possível calcular a temperatura média da seção transversal que acarreta na redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto. Anterior a esse cálculo, assim como o para a determinação da capacidade resistente da peça deteriorada, foi retirada uma camada de 1,5 cm de espessura do concreto em toda seção transversal, para representação do *spalling*, sendo a nova seção ilustrada na Figura 7.

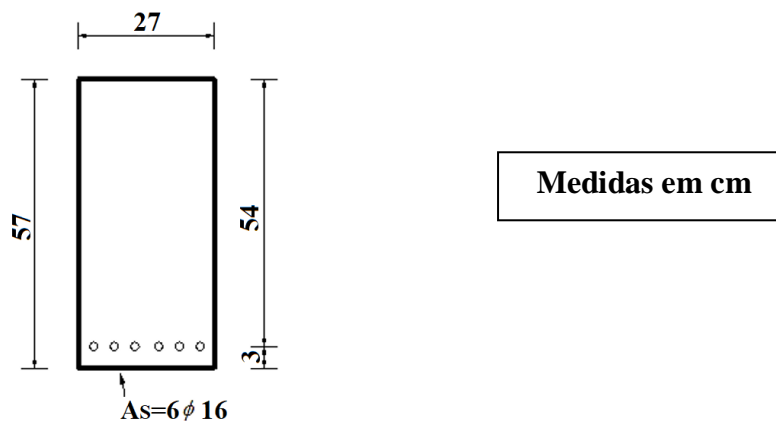


Figura 7. Seção transversal da viga de concreto armado degradada

A temperatura média para cada material da seção, obtida na análise térmica, foi 394,7°C para o concreto e 358,5°C para o aço. Com base nos coeficientes de redução da resistência à compressão do concreto ($k_{c,\theta}$), da tensão de escoamento ($k_{s,\theta}$) e do módulo de elasticidade ($k_{E_s,\theta}$) do aço em função da temperatura descritos na NBR 15200:2012 (Tabela 1) foi possível realizar a redução das propriedades mecânicas dos materiais.

Por simplificação do problema, será considerada a temperatura de 400°C, em ambos os materiais, para redução das propriedades mecânicas descritas anteriormente. Diante disso, o concreto passa a ser considerado com $f_{ck} = 22,5$ MPa e o aço, $f_y = 470$ MPa e $E_s = 147$ GPa.

Com base no método de cálculo apresentado pela NBR 6118:2014, pode-se concluir que a viga perdeu 12% de sua capacidade resistente à flexão pura, ou seja, a seção degradada resistirá apenas a um momento fletor solicitante de 233,7 kNm que agora se encontra no domínio 3 de deformação. Como descrito na hipótese inicial, a viga estava sujeita a um momento fletor solicitante de cálculo igual a 265,7 kNm, ela precisará de reforço estrutural.

Tabela 1. Coeficientes de redução das propriedades mecânicas do aço e do concreto

Temperatura	Concreto	Aço	
	$k_{c,\theta}$	$k_{s,\theta}$	$k_{Es,\theta}$
20	1	1	1
100	1	1	1
200	0.95	1	0.9
300	0.85	1	0.8
400	0.75	0.94	0.7
500	0.6	0.67	0.6

Fonte: ABNT NBR 15200:2012 (Adaptado).

5.3. Cálculo do reforço estrutural

Neste item determina-se a área necessária do reforço estrutural (fibra de carbono e chapa de aço colada) para que a viga degradada volte a suportar o momento solicitante para a qual foi dimensionada. Para isso, inicialmente deve-se calcular a deformação preexistente no aço (ε_{bi}), resultado de seu carregamento inicial, conforme descrito na metodologia de cálculo do reforço. Admitindo-se que o carregamento permanente corresponde a 80% da carga total atuante na viga e que se trata de um único carregamento distribuído, o momento solicitante de cálculo, devido a essa carga, corresponderá 212,56 kNm. Assim, a partir das equações de equilíbrio e da Lei de Hooke, fornecidas pela resistência dos materiais, calcula-se a deformação que o aço terá na viga degradada que nesse estudo foi equivalente a 0,25 %.

Seguindo a metodologia descrita no item 4, nos próximos itens será apresentado o cálculo da área necessária para os dois tipos reforços estudados. A fim de se obter a situação mais econômica na qual o momento resistente (M_{Rd}) se aproxima daquele solicitante (M_{Rd}), variou-se a posição da linha neutra até que se atendessem as equações de equilíbrio

5.3.1 Fibras de carbono

A fibra de carbono utilizada no desenvolvimento desse estudo corresponde à fornecida pela empresa MasterBrace "BASF", denominada LAM 170/3100 "BASF", com malha quadrada de 120 mm de largura, espessura de 1,4 mm e módulo de elasticidade 170 GPa. Na Tabela 2, mostra-se de forma simplificada, o dimensionamento do reforço com fibra de carbono.

Tabela 2. Cálculo do reforço com fibra de carbono

x (cm)	F_c (kN)	F_s (kN)	F_r (kN)	σ_{fc} (kN/cm ²)	A_s (cm ²)	$F_s + F_r$ (kN)	M_{Rd}
14,00	413,10	492,89	2579,04	140,25	18,39	3071,93	197,56
15,00	442,61	492,89	2088,41	124,10	16,83	2581,30	210,94
16,00	472,11	492,89	1607,04	109,97	14,61	2099,93	224,10
17,00	501,62	492,89	1134,93	97,50	11,64	1627,82	237,02
18,00	531,13	492,89	672,07	86,42	7,78	1164,96	249,72
19,00	560,64	492,89	218,47	76,50	2,86	711,36	262,17
20,00	590,14	492,89	93,58	67,58	1,38	586,47	274,38

Em que,

x - Posição da linha neutra;

F_c - Força resistente do concreto;

F_s - Força resistente do aço;

F_r - Força resistente do reforço;

σ_{fc} - Tensão a qual o reforço está sujeito;

A_s - Área necessária de reforço;

$F_s + F_r$ - Somatório de forças resistentes horizontais do aço e do reforço que, por equilíbrio, deve ser igual àquela correspondente à força resistente do concreto;

M_{Rd} - Momento resistente da viga reforçada.

Com os dados apresentados na Tabela 2 pode-se inferir que a posição da linha neutra, para um dimensionamento econômico associado a um correto equilíbrio de forças horizontais (força resistente do concreto igual ao somatório de forças resistentes do aço e do reforço), se situa entre 19 e 20 cm. Analisando essa faixa de valores, admite-se que o valor de $x = 19,85$ cm é o que melhor atende ao critério citado. Para esse valor, a área de reforço necessária é de $1,35$ cm² e o momento resistente é de aproximadamente 270 kNm.

Como a fibra de carbono possui largura de 120 mm em cada lâmina e essa tem espessura de 1,4 mm, será adotada apenas uma camada desse reforço ao longo de todo o vão da viga.

5.3.2 Chapas de aço coladas

A chapa de aço laminada adotada nesse estudo corresponde a chapa ASTM A 572 Grau 50, de 4 mm de espessura, destinada às obras estruturais. De acordo com a NBR 8800:2008, a chapa A 572, com espessura menor que 100 mm e grau 50, possui tensão de escoamento igual a 345 MPa e tensão de ruptura equivalente a 450 MPa. Semelhantemente ao item 5.3.1, a Tabela 3 demonstra o dimensionamento para a chapa de aço colada.

Tabela 3. Cálculo do reforço com chapa de aço colada

x (cm)	F_c (kN)	F_s (kN)	F_r (kN)	A_s (cm ²)	$F_s + F_r$ (kN)	M_{Rd}
14,00	413,10	492,89	2192,19	73,07	2685,07	197,55
15,00	442,61	492,89	1775,15	59,17	2268,04	210,94
16,00	472,11	492,89	1365,99	45,53	1858,87	224,10
17,00	501,62	492,89	964,69	32,16	1457,58	237,03
18,00	531,13	492,89	571,26	19,04	1064,15	249,72
19,00	560,64	492,89	185,70	6,19	678,59	262,17
20,00	590,14	492,89	79,55	2,65	572,43	274,38

Com base nos resultados apresentados na Tabela 3, pode-se observar que a posição da linha neutra entre 19 e 20 cm fornece, além de um dimensionamento mais econômico ($M_{Rd} = M_{sd}$), um melhor equilíbrio de forças horizontais. A partir dos cálculos, define-se um valor de x igual a 19,3 cm. Esse valor gera um momento resistente de, aproximadamente, 265,8 kNm e uma área necessária de reforço igual a 2,54 cm².

Diante disso, adota-se uma chapa de aço com a mesma largura da viga e espessura de 1 mm a ser distribuída ao longo do comprimento do elemento estrutural.

5.3.3 Análise comparativa entre a fibra de carbono e a chapa de aço colada

Analisando os resultados apresentados, é possível constatar que o uso da chapa de aço colada, como reforço estrutural, exige uma maior área para que a viga degradada recupere sua capacidade resistente. Isso é justificado pela elevada resistência mecânica da fibra de carbono.

Para fins práticos, a escolha do melhor tipo de reforço envolve uma série de fatores, tais como preço, aumento da seção útil, desempenho, prazo de execução, dentre outros. Em geral, a literatura

aponta para a fibra de carbono como o melhor tipo de reforço estrutural, pois, apesar de mais cara em comparação às chapas de aço, ela apresenta uma execução mais rápida, um melhor desempenho e não aumenta de forma significativa a seção transversal, além de ser resistente à corrosão.

No estudo de caso apresentado nesse artigo, o aumento da seção transversal foi similar para ambos os reforços devido à baixa solicitação necessária para atuação da fibra de carbono e da chapa de aço. Diante disso, e com base na literatura disponível, afirma-se que, quando for necessário o aumento expressivo da capacidade resistente de uma viga associado um baixo aumento da seção transversal, a utilização de fibra de carbono tende a ser mais vantajosa quando comparado às chapas de aço. Porém, como citado, a escolha do melhor tipo de reforço deve ser feita de forma criteriosa, analisando todos os parâmetros que influenciam essa decisão.

6. CONCLUSÃO

O presente artigo desenvolveu um estudo a respeito da comparação entre o reforço estrutural com chapas metálicas coladas e com fibras de carbono aplicados em vigas de concreto armado degradadas pela ação do fogo. A patologia em questão reduz as propriedades mecânicas do aço e do concreto, de modo que a capacidade resistente para a qual o elemento estrutural foi projetado diminua, o que exige a aplicação de reforço.

Diante disso, foi desenvolvido um estudo de caso em que uma viga de concreto armado foi modelada por meio do código computacional ABAQUS e exposta ao incêndio-padrão nas quatro faces durante um tempo de exposição igual a 60 min. A partir do campo térmico obtido, foi possível determinar a temperatura média que os materiais constituintes estavam submetidos, aproximadamente 400°C, que foi responsável por reduzir suas propriedades mecânicas.

Ao calcular o reforço necessário para as vigas, constatou-se que a fibra de carbono gerou uma área menor em comparação à chapa de aço colada, uma vez que a primeira apresenta uma elevada resistência mecânica. Em linhas gerais, admite-se que a fibra de carbono apresenta maiores vantagens no que diz respeito ao reforço de vigas, como uma rapidez na execução e o não aumento significativo da altura da seção transversal.






7. REFERÊNCIAS

- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2008), “*NBR 8800: proyecto de estructuras de acero e de estructuras mistas de acero e concreto de edificios*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2000), “*NBR 14432: exigencias de resistencia ao fogo de elementos construtivos de edificaciones – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR 15200: proyecto de estructuras de concreto em situación de incendio – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT, Asociación Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR 6118: proyecto de estructuras de concreto – procedimiento*”. Rio de Janeiro: ABNT.
- ACI, American Concrete Institute (2008), “*Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures ACI 440.2R*”. Farmington Hills: ACI.
- Adorno, F. V., Dias, F. O., Silveira, J. C. O. (2015) “*Recuperación e Refuerzo de Vigas de Concreto armado*”, Trabajo de Conclusión de Curso, Universidad Federal de Goiás, Goiás, p. 70.
- Branco, F. G. (2012), “*Reabilitação e refuerzo de estruturas*”. Portugal: Instituto Superior Técnico.
- Chowdhury, E. U., Bisby, L. A., Green, M. F., Kodur, V. K. (2008), “*Residual Behavior of Fire-Exposed Reinforced Concrete Beams Prestrengthened in Flexure with Fiber-Reinforced Polymer Sheets*”. *Journal of Composite for Construction*, 12 (1):61-68.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:1\(61\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:1(61))

- Deeny, S. M., Stratford, T., Dhakal R. P. (2008), “*Spalling of concrete: Implications for structural performance in fire*”, Conference Paper, University of Canterbury, New Zealand, pp. 1-5.
- EUROCODE, European Committee for Standardization (2004), “*Eurocode2 - Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*”. Brussels: EUROCODE.
- Fard, M. Y., Sadat, S. M., Raji, B. B., Chattopadhyay, A. (2014), “*Damage characterization of surface and sub-surface defects in stitch-bonded biaxial carbon/epoxy composites*”. Composites Part B: Engineering, 56:861-829. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.09.011>
- Firmo, J. P., Arruda, M. R. T., Correia, J. R., Tiago, C. (2015), “*Flexural behaviour of partially bonded carbon fibre reinforced polymers strengthened concrete beams: Application to fire protection systems design*”. Materials and Design, 65:1064-1074. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2014.10.053>
- Foster, S. K., Bisby L. A. (2005), “*High Temperature residual properties of externally-bonded FRP Systems*”, in: Proceedings of the 7th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures (FRPRCS-7) ACI SP230-70, 7:1235-1252.
- Hertz, K. D. (2003), “*Limits os spalling of fire-exposed concrete*”. Fire Safety Journal, 38 (2):103-116. [https://doi.org/10.1016/S0379-7112\(02\)00051-6](https://doi.org/10.1016/S0379-7112(02)00051-6)
- Ingham, J. P. (2009), “*Application of petrographic examination techniques to the assessment of fire-damaged concrete and masonry structures*”. Materials characterization, 60(7):700-709. <https://doi.org/10.1016/j.matchar.2008.11.003>
- ISO, International Standard (1999), “*Fire-resistance tests - Elements of building construction - Part 1: General requirements*”. Geneva: ISO, p. 25.
- Jiangtao, Y., Yichao, W., Kexu, H., Kequan, Y., Jianzhuang, X. (2017), “*The performance of near-surface mounted CFRP strengthened RC beam in fire*”. Fire Safety Journal, 90:86-94. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2017.04.031>
- Khoury, G. A. (2000), “*Effect of fire on concrete and concrete structures*”. Progress in Structural Engineering an Materials banner, 2:429-447. <https://doi.org/10.1002/pse.51>
- Kobes, M., Helsloot, I., de Vries, B., Post, J. G. (2010), “*Building safety and human behaviour in fire: A literature review*”. Fire Safety Journal, 45(1):1-11. <https://doi.org/10.1016/j.firesaf.2009.08.005>
- Kodur, A. K. R., Agrawal, A. (2016), “*An approach for evaluating residual capacity of reinforced concrete beams exposed to fire*”. Engineering Structures, 110:293-306. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.047>
- Kumahara, S., Masuda, Y., Tanano, H., Shimizu, A. (1993), “*Tensile Strength of continuous Fiber Bar under High Temperature*”, in: International Symposium on Fiber-Reinforced Plastic for Concrete Structures, pp. 731-742.
- Lin, X., Zhang, Y. X. (2013), “*Nonlinear finite element analyses of steel/FRP-reinforced concrete beams in fire conditions*”. Composite Structures, 97:277-285. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.09.042>
- Machado, A. P. (2002), “*Refuerzo de estructura de construcción armado com fibras de carbono*”. São Paulo: Editora Pini Ltda.
- Machado, A. P. (2007), “*Refuerzo de estructuras de concreto com fibras de carbono*”. São Paulo: Revista Técnica.
- Obaidat, Y. T. (2011) “*Sctutural retrofiting of reinforced concrete beams using carbono fibre reinforced polymer*”, Thesis de doctorado, Department of Construction Sciences, Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Sweden, p. 88.
- Raof S. M., Bournas, D. A. (2017), “*TRM versus FRP in flexural strengtening of RC beams: Behaviour at high temperatures*”. Construction and Building Materials, 154:424-437. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.195>
- Reis, L. S. N. (1998) “*Refuerzo de vigas de concreto armado por meio de barras de acero adicionales ou lâminas de acero e argapeso de alto desempenho*”, Dissertação de Mestrado em

- Ingeniería de Estructuras, Escuela Ingeniería de São Carlos, Universidad de São Paulo, São Carlos, p.293.
- Reis, L. S. N. (2001), “*Sobre a recuperação e refuerzo de estruturas de concreto armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estructuras, Escuela de Ingeniería, Universidad Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, p. 114.
- Souza, A. F. V. S. (2008), “*Reparação, Reabilitação e Refuerzo de Estructuras de Betão Armado*”, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estructuras, Universidad do Porto, Portugal, p.114.
- Štukovnik, P., Prinčič, T., Pejovnik, R. S., Bokan Bosiljkov, V. (2014), “*Alkali-carbonate reaction in concrete and its implications for a high rate of long-term compressive strength increase*”. *Construction and Buildings Materials*.50:699-709. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.007>
- Tanamo, H. et al. (1997), “*Tensile Properties at High Temperature of Continuous Fiber BArS and Deflections of continuous Fiber Reinforced Concrete Beams under High-Temperature Loading*”, in: The 3th Internacional Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2:43-50.
- Wang, G., Barber, D., Johnson, P., Hui, M.-C. (2013), “*Fire safety provisions for aged concrete building structures*” in: The 9th Asia-Oceania Symposium on Fire Science and Technology, 62:629-638. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.08.108>
- Wang, Y. C., Wong, P. M. H., Kodur, V. (2003), “*Mechanical Properties of Fiber Reinforced Polymer Reinforcing Bars at Elevated Temperatures*”, in ASCE – SFPE Specialty Conference on Designing Structures for Fire, pp 183-192.

Análise experimental em vigas de concreto armado reforçadas com barras de aço e adesivo estrutural epóxi

R. J. C. Silva^{1*} , M. B. S. Muniz¹ , F. E. S. da Silva Júnior² , É. M. F. Lima³ , C. V. dos S. Araújo⁴ .

*Autor de contato: ricardo.carvalho222@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.213>

Recebido: 03/07/2017 | Aceito: 01/08/2018 | Publicado: 30/12/2018

RESUMO

O presente trabalho teve como objetivo analisar a eficiência do reforço em vigas de concreto armado através da adição de barras de aço e adesivo estrutural epóxi. Foram produzidas cinco vigas, das quais, quatro receberam reforço, e duas delas além da barra de aço foram utilizados grampos em “U” para melhorar a ancoragem das barras. Das quatro vigas reforçadas, duas foram reforçadas à flexão somente na região de flexão pura e duas foram reforçadas tanto na região da flexão simples como na região da flexão pura. Uma das cinco vigas foi a de referência e não recebeu reforço. Através da análise dos resultados, constatou-se que dentre as vigas reforçadas, a inserção dos grampos influenciou negativamente no modo e na carga de ruptura da viga, enquanto as vigas que não receberam os grampos, chegaram a ruína com cargas superiores.

Palavras-chave: Reforço, Viga, Concreto Armado.

Citar como: R. J. C. Silva, M. B. S. Muniz, F. E. S. da Silva Júnior, É. M. F. Lima, C. V. dos S. Araújo (2019), “Análise experimental de vigas de concreto armado reforçadas com barras de aço e adesivo epóxy estrutural”, Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 65 – 78, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.213>

¹ Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, Brasil

² Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, Brasil

³ Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil

⁴ Universidade de Brasília, Brasília, Brasil

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened with steel bars and epoxy structural adhesive

ABSTRACT

This work was aimed at analyzing the efficiency of the strengthening of reinforced concrete beams with the addition of steel bars and epoxy adhesive. Five beams were produced, out of which four beams were strengthened to flexure. In two of them, “U” clips were also used to improve the anchorage of the strengthening. The tests demonstrated that the clips reduced the resistances of the beams compared to those without clips. The strengthened beams without clips yielded better results, but the largest limiting factor was the adherence between the epoxy and beam. The use of clips for solving the problem of adherence made this research original. The conclusions were based on the comparisons of the tested beams.

Keywords: Strengthening; Beam; Reinforced Concrete; Jacketing.

Análisis experimental de vigas de hormigón armado reforzadas con barras de acero y adhesivo epoxy estructural

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo analizar la eficiencia del refuerzo en vigas de hormigón armado mediante la adición de barras de acero y adhesivo epoxi. Se produjeron cinco vigas. Cuatro recibieron refuerzo a flexión, y en dos de ellas fueron adicionadas también abrazaderas “U” para mejorar el anclaje del refuerzo. Los ensayos mostraron que las abrazaderas redujeron la resistencia de las vigas, en comparación con las que no tenían. Las vigas reforzadas sin abrazaderas obtuvieron mejores resultados, pero el factor limitante más importante fue la adherencia entre el epoxi y la viga. El uso de abrazaderas para intentar resolver el problema de la adherencia dio originalidad a esta investigación. Las conclusiones se basaron en la comparación entre las vigas ensayadas.

Palabras clave: Reforzamiento; Viga; Hormigón Armado; Encamisado

1. INTRODUÇÃO

A necessidade de reabilitar estruturas de concreto armado pode estar aliada tanto a falta de manutenção no decorrer de sua vida útil quanto à adequação de novos usos da estrutura, já que a opção de demolir e reconstruir torna-se inviável. Neste caso, vem se desenvolvendo cada vez mais estudos na área de recuperação reforço de estruturas em concreto armado. No entanto, apesar desse ramo da Engenharia Estrutural está em desenvolvimento, ainda não há uma metodologia específica de análise do comportamento estrutural da peça reabilitada.

Segundo Reis (1998), o aprofundamento em pesquisas científicas com relação à reabilitação de estruturas de concreto armado é de extrema relevância principalmente para definir melhor as regras do dimensionamento, o comportamento das estruturas reforçadas ao longo do tempo e as formas de se analisar a aderência entre os materiais envolvidos, bem como suas propriedades. Tais estudos possibilitariam determinar quais os materiais, técnicas, procedimentos e normas mais adequadas a serem adotadas durante a realização de uma reabilitação estrutural.

Portanto, a literatura sobre o reforço de vigas de concreto armado, tais como os trabalhos de Helene (Helene, 2000), Cheong e MacAlevy (Cheong e MacAlevy, 2000), Reis (Reis, 2003), Alfaiate e Costa (Alfaiate e Costa, 2004), Altun (Altun, 2004), Santos (Santos, 2006), Lima (Lima, 2015) e Deghenhard et al. (Deghenhard et al., 2016) têm sido extremamente importantes para o avanço das pesquisas nessa área.

Ainda que esteja disponível muitas técnicas de reforço, este trabalho irá abordar sobre o método de reabilitação de vigas de concreto armado através da introdução de barras de aço e adesivo estrutural epóxi (revestimento). O estudo desta técnica, apesar de estar desatualizado, ainda é muito importante devido a duas razões simples. Em primeiro lugar, ainda é uma técnica de reabilitação amplamente utilizada em obras de pequeno e médio porte no Brasil. Em segundo lugar, foram identificados alguns problemas nesse método de reforço, assim, mostrando a necessidade de ser discutido mais a fundo sobre sua utilização.

O principal objetivo desse trabalho foi estudar a reabilitação de vigas de concreto armado por meio da adição de barras de aço e adesivo estrutural de base epóxi.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Características das vigas

Na realização desse estudo, o Grupo de Pesquisa em Estruturas e Materiais (GEM), da Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA), produziu cinco vigas de concreto armado, das quais, quatro foram reforçadas e uma viga serviu de referência, ou seja, não recebeu nenhum tipo de reforço. Todas as vigas foram produzidas iguais dimensões: 80 cm de comprimento (sendo 60 cm o trecho bi-apoiado), 15 cm de altura e 10 cm de largura como apresentado na Figura 1.

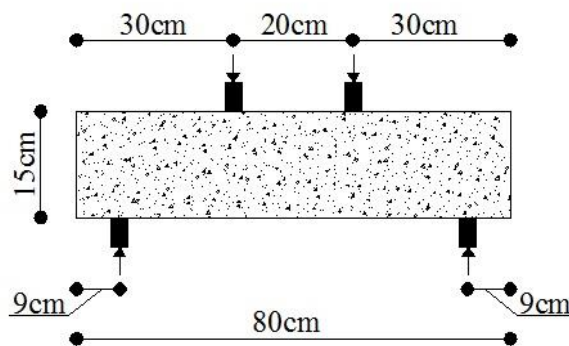


Figura 1. Dimensões das vigas da ensaiadas.

A viga E1 foi a de referência e não foi reforçada. As demais vigas (E2, E3, E4 e E5) foram reforçadas de diferentes maneiras. Todas as vigas receberam como armadura longitudinal duas barras com 6,3 mm de diâmetro e como armadura transversal doze estribos com 6,3 mm de diâmetro espaçados a cada 6,4cm. A Figura 2 apresenta o detalhamento das armaduras das cinco vigas.

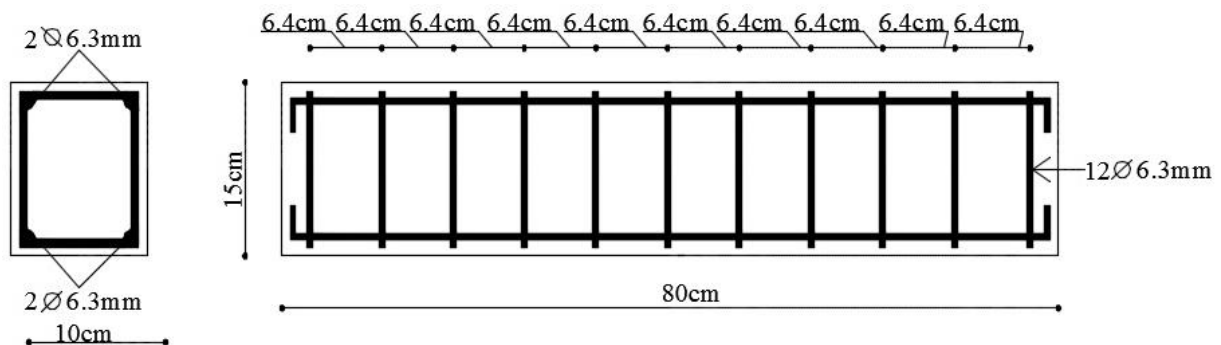


Figura 2. Detalhamento das armaduras das vigas.

A Viga E2 foi reforçada à flexão com a inserção de duas barras de ϕ 6,3 mm, com 50 cm de comprimento, em um “dente” moldado com adesivo epóxi (Figura 3).

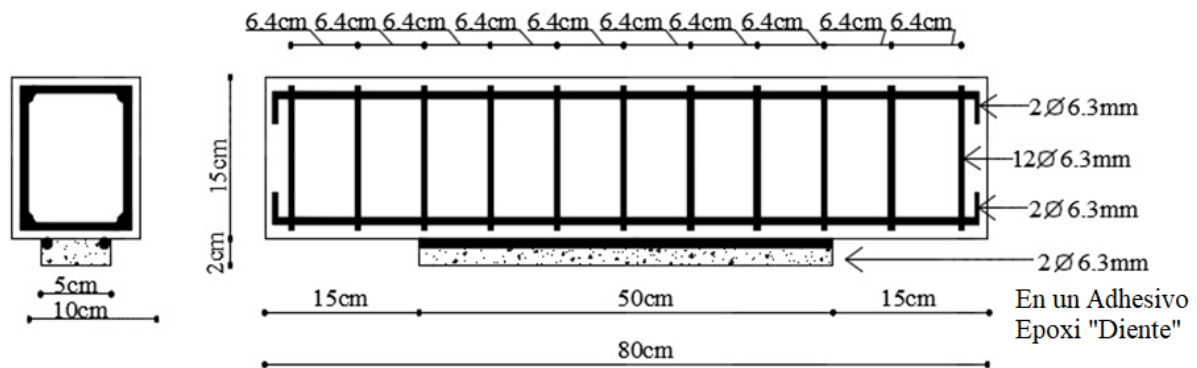


Figura 3. Detalhamento do reforço da Viga E2.

A Viga E3 também foi reforçada à flexão com a inserção de duas barras de ϕ 6,3 mm, com 50 cm de comprimento, em um “dente” moldado com adesivo epóxi. Para melhorar a ancoragem das barras de reforço ao substrato da viga, foram inseridos sete grampos em formato de “U” de 7 cm de altura e 4,5 cm de largura (conforme Figura 7), que penetraram 5,5 cm dentro da viga (Figura 4).

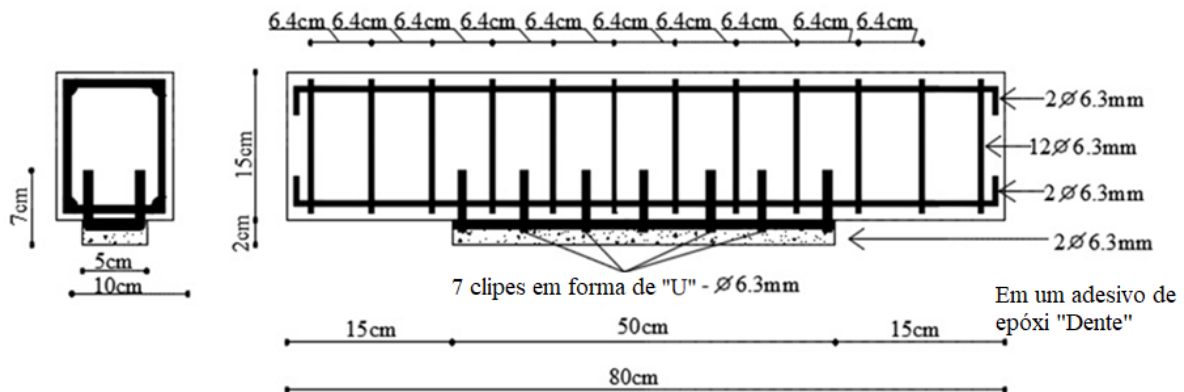


Figura 4. Detalhamento do reforço da Viga E3.

A Viga E4 foi reforçada à flexão com a inserção de duas barras de ϕ 6,3 mm, com 30 cm de comprimento, em um “dente” moldado com adesivo epóxi. Essas barras foram em tamanho reduzido para ficar quase que totalmente dentro da região de flexão pura (Figura 5).

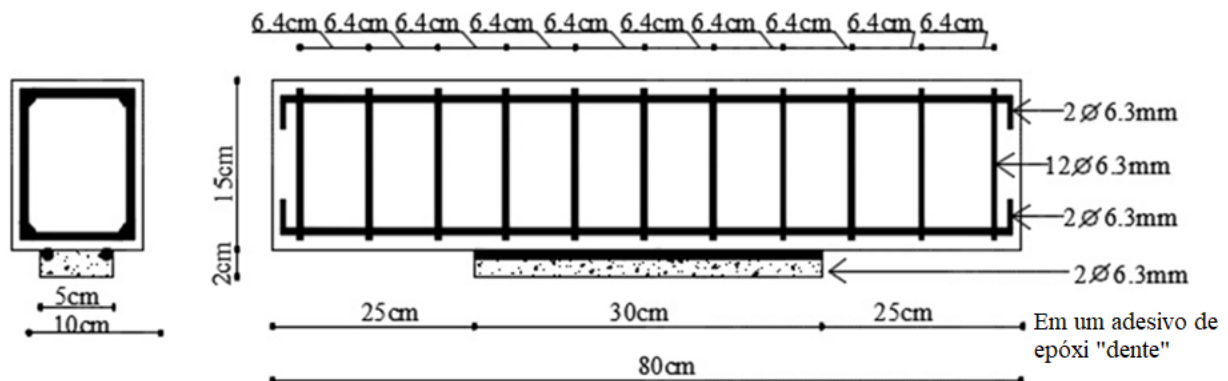


Figura 5. Detalhamento do reforço da Viga E4.

A Viga E5 também foi reforçada à flexão com a inserção de duas barras de ϕ 6,3 mm, com 30 cm de comprimento, em um “dente” moldado com adesivo epóxi. Como na Viga E4, essas barras foram em tamanho reduzido para ficar quase que totalmente dentro da região de flexão pura (Figura 6). Na Viga E5, para melhorar a ancoragem das barras de reforço ao substrato, foram inseridos quatro grampos em formato de “U” de 7 cm de altura e 4,5 cm de largura (conforme Figura 7), que penetraram 5,5 cm dentro da viga (Figura 6).

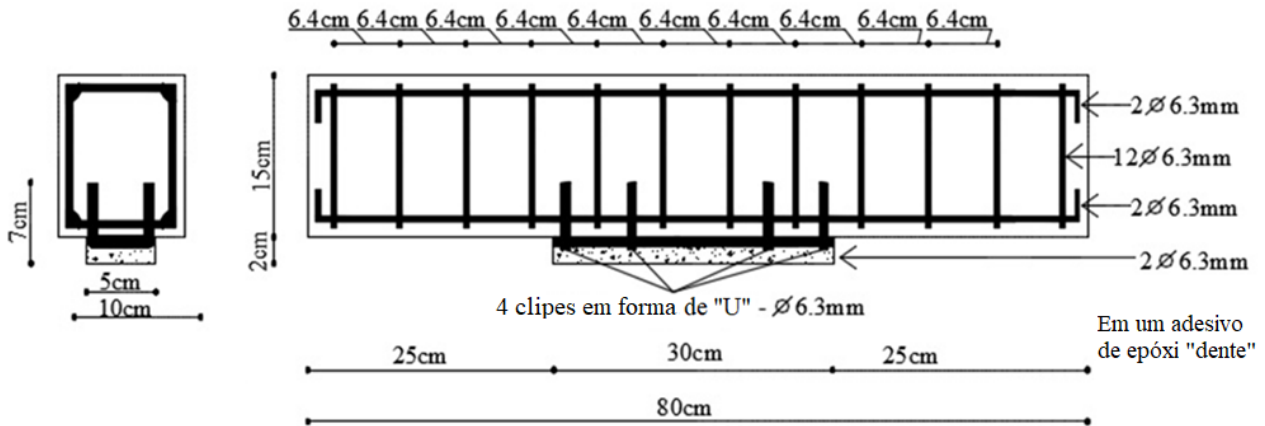


Figura 6. Detalhamento do reforço da Viga E5.

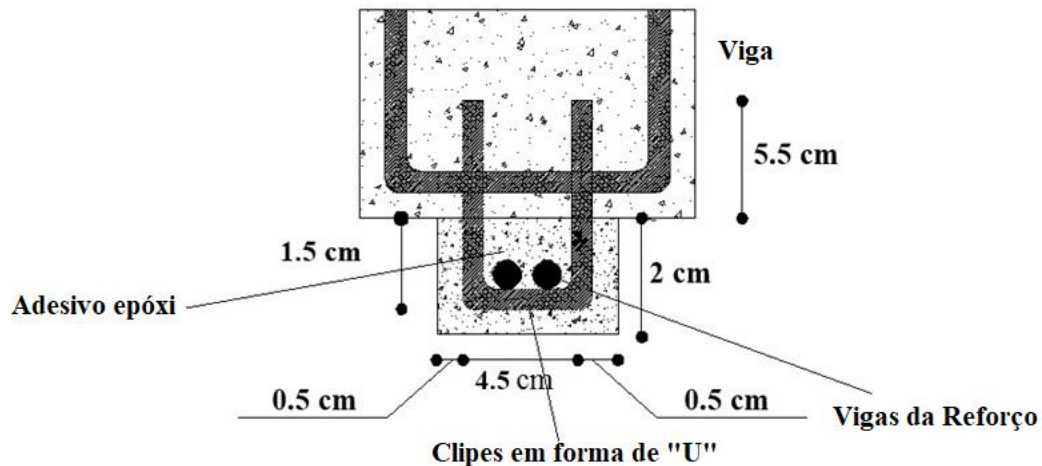


Figura 7. Detalhamento do grampo inserido nas vigas E3 e E5 para auxiliar na ancoragem entre o reforço e a peça.

A resistência à compressão do concreto (f_c) foi obtida através do ensaio de compressão axial de corpos de prova cilíndricos, no dia dos ensaios das vigas, e alcançou uma resistência média de 34,91 MPa. A resistência à compressão do concreto (f_c) foi obtida a partir do ensaio de compressão diametral de corpos de prova cilíndricos (Brazilian Test), no dia dos ensaios das vigas, e alcançou uma resistência média de 3,13 MPa. Os ensaios para obtenção da resistência a compressão e a tração do concreto foram feitos realizando as exigências da NBR 5739:2007 e da NBR 7222:2011. A Tabela 1 apresenta as características das vigas ensaiadas.

Tabela 1. Características das vigas ensaiadas.

Vigas	Reforço	Armadura Positiva	Estribos	f_y (MPa)	E_s (GPa)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_{cs} (MPa)
E1	Sem reforço	2 ϕ 6.3 mm	12 ϕ 6.3 mm	500	210	34.91	3.20	29357.64
E2	2 ϕ 6.3 mm Comprimento = 50 cm							
E3	2 ϕ 6.3 mm + 7U Comprimento = 50 cm							
E4	2 ϕ 6.3 mm Comprimento = 30 cm							
E5	2 ϕ 6.3 mm + 3U Comprimento = 30 cm							
f_y = Limite de escoamento do aço segundo fabricante; E_s = Módulo de elasticidade do aço segundo fabricante; f_c = Resistência média à compressão do concreto na data do ensaio; f_t = Resistência média à tração do concreto na data do ensaio; E_{cs} = Módulo de elasticidade secante do concreto calculado pela NBR6118:2014 (ABNT – NBR6118, 2014).								

Apesar do fato das vigas analisadas terem dimensões reduzidas em relação as vigas reais, é necessário enfatizar que não foi o objetivo deste trabalho determinar qualquer correlação entre o modelo reduzido e um protótipo, através da análise dimensional e Leis de similaridade, em uma análise quantitativa. O objetivo foi sempre comparar o comportamento estrutural das vigas reforçadas (E2, E3, E4 e E5) com o da viga de referência (E1) que não recebeu reforço em uma análise qualitativa.

2.2 Sistema de Ensaio

As vigas da pesquisa passaram por ensaios experimentais realizados no Laboratório de Materiais da Universidade Estadual Vale do Acaraú e foram submetidas ao ensaio de Stuttgart, que consta na aplicação de duas forças concentradas, equidistantes dos apoios, possibilitando estudar o reforço em regiões submetidas à flexão pura e em regiões onde também há esforços de cisalhamento (flexão simples). A Figura 8 ilustra a prensa hidráulica utilizada para os ensaios.

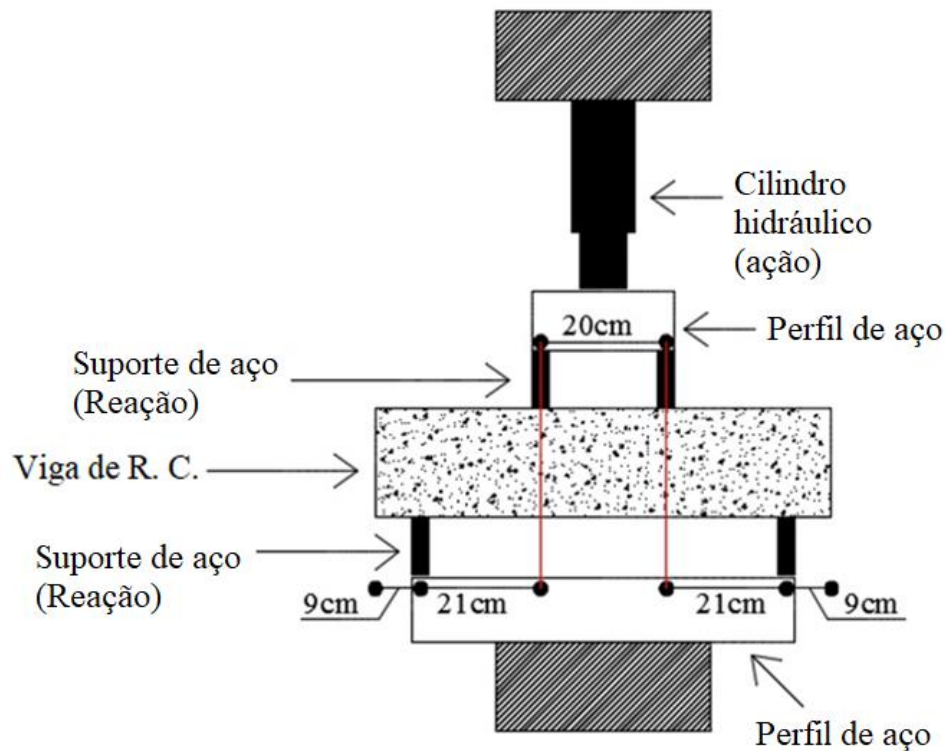


Figura 8. Detalhes da prensa utilizada com viga em ensaio de Stuttgart.

Os ensaios experimentais foram divididos em duas etapas, na primeira etapa as vigas E2, E3, E4 e E5 foram submetidas a uma carga de fissuração de 50kN, que é equivalente a 60% a 80% da carga de ruína. Essa primeira etapa tem o propósito de fissurar as vigas para simular a necessidade de reforço. Após a retirada da carga de 50kN, as vigas foram reabilitadas com barras de aço e adesivo epóxi. O adesivo epóxi utilizado para auxiliar a ancorar as barras de reforço ao substrato da viga foi o Sikadur 31. A resistência à compressão do Sikadur 31 aos 3 dias de idade é de 60 MPa, segundo o fabricante, Sika (2015).

Uma semana após a aplicação do reforço, iniciou-se a segunda etapa dos ensaios experimentais, que consistiu na aplicação de cargas nas vigas pelo ensaio de Stuttgart. O processo foi feito com aplicação de passos de carga a cada 10 kN até a viga chegar a ruína. A cada intervalo de carga aplicado sobre a viga foram procuradas fissuras e marcadas na mesma com um pincel, esse procedimento serve para auxiliar na identificação do modo de ruptura da viga posteriormente.

2.3 Processo computacional

As vigas confeccionadas para os ensaios experimentais também foram concebidas no programa Ansys, que utiliza método dos elementos finitos para discretização de estruturas. A modelagem computacional no software foi feita para representar as mesmas condições do ensaio de Stuttgart realizado em laboratório, também foram consideradas as mesmas características dos materiais utilizados, a fim de se obter resultados coerentes que sirvam para serem correlacionados com os resultados da análise experimental. Na Figura 9 é ilustrado a modelagem dos estribos da viga E1, bem como das outras quatro vigas, pois receberam a mesma armadura transversal, constando o espaçamento entre cada um deles e também as reações de apoio.

Os apoios e pontos de aplicação de carga foram modelados com 20 mm de largura, ao invés de 10 mm como nos ensaios, para que não houvesse concentrações de tensões nessas regiões, o que prejudicaria a convergência numérica e poderia resultar em uma ruptura precoce.

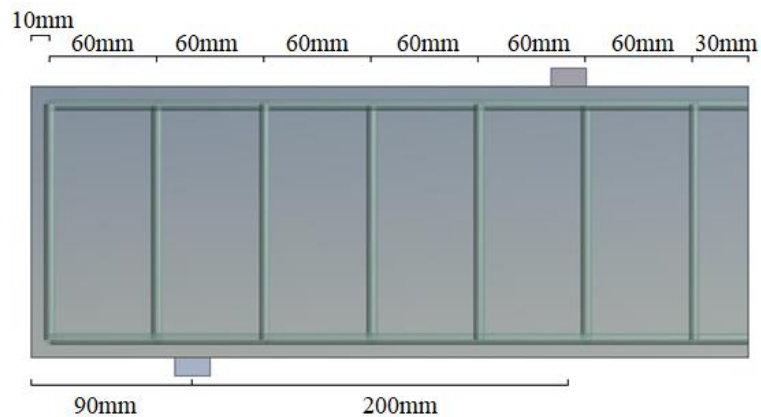


Figura 9: Modelagem da armadura transversal (estribos) da viga E1.

Para validar os resultados fornecidos pelo programa Ansys com a literatura e estudar a influência da discretização na precisão dos resultados, as vigas foram modeladas considerando as propriedades individuais dos materiais aço e concreto, como módulo de elasticidade, e coeficiente de Poisson e interações entre os dois materiais, como mostrado na tabela 2.

Tabela 2. Propriedades dos materiais.

Características	Concreto	Aço (CA-50)	Adesivo Epóxi (Sikadur 31)
Módulo de elasticidade	26838 MPa ⁽¹⁾	210 GPa ⁽²⁾	4.3 GPa ⁽³⁾
Coefficiente de Poisson	0.2 ⁽⁴⁾	0.3 ⁽⁵⁾	0.2 ⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Módulo de elasticidade secante do concreto calculado pela NBR6118 (ABNT - NBR6118, 2014);
⁽²⁾ Módulo de elasticidade do aço de acordo com o fabricante;
⁽³⁾ Módulo de elasticidade do adesivo epóxi de acordo com o fabricante;
⁽⁴⁾ Coeficiente de Poisson adotado;
⁽⁵⁾ Coeficiente de Poisson de acordo com o fabricante.

O elemento tridimensional Solid65 de oito nós pode ser usado para representar materiais quebradiços como o concreto. Este sólido possui três graus de liberdade em cada nó, e é capaz de fissurar sob tração e esmagar sob compressão, possuindo como critérios de falha tensão limite para esmagamento (f_{ck}) e tensão limite para tração (f_t), o elemento é ilustrado na Figura 10.

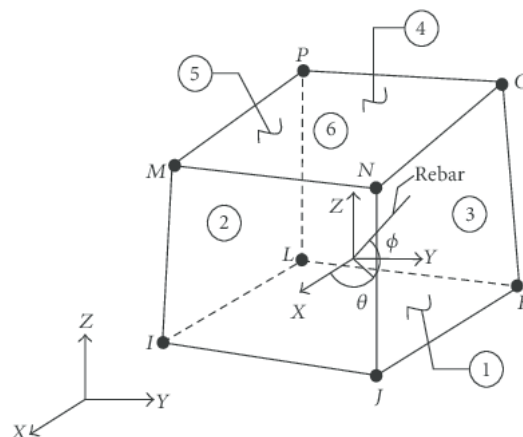


Figure 10. Geometria do elemento Solid65 (Ansys, 2013)

O elemento tridimensional Link180 foi utilizado para modelagem das armaduras. Este elemento apresenta dois nós com três graus de liberdade em cada nó, sendo amplamente utilizado para representar barras, treliças e cabos de maneira simplificada. O elemento pode sofrer alterações em sua seção transversal de acordo com a força axial a que está submetido, tendo sua área aumentada à medida em que é comprimido e reduzida à medida em que é tracionado, podendo-se assumir um critério de falha por deformação plástica da armadura, no caso dos modelos de concreto armado.

O elemento superficial Shell181 foi usado para modelar as barras de reforço e o adesivo epóxi. Este tipo de elemento é utilizado principalmente para modelagem de reforços com fibras de carbono, mas também pode ser utilizado para peças de aço. O elemento possui quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó, possui capacidade de plasticidade e sua profundidade é considerada na análise.

Segundo Muliterno e Pravia (2016), na análise não-linear, o carregamento é dividido em uma série de incrementos (*substeps*), de modo que a cada incremento a matriz de rigidez é atualizada para refletir as alterações não-lineares na rigidez estrutural antes de prosseguir para o próximo. Nesta análise foram utilizados 500 incrementos, e a carga foi aplicada de baixo para cima em um único passo (*step*). Foi utilizada uma malha de elementos finitos de 10 mm. O tipo de convergência foi controlado pelo programa. A carga foi aplicada até ocorrer um erro de magnitude, que foi considerado como sendo o momento da ruptura. Os apoios foram inseridos nas duas faces superiores dos elementos de reação, localizadas entre estes e a viga, e foram definidos como sendo deslocamentos X, Y e Z nulos nessas faces. Foi executado o comando CEINTF para combinar os nós da viga e da armadura, considerando-se uma aderência perfeita entre esses os dois materiais.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Cargas e modos de ruína

Após uma verificação visual das condições das vigas após a ruína, correlacionou-se cada viga ensaiada com o modelo computacional e comparou-se com a viga de referência.

Após todas as vigas terem atingido sua carga de ruptura, foi realizada uma comparação entre as vigas reabilitadas e a viga de referência, analisando as cargas de ruína e os mecanismos de ruptura. Observou-se também, entre as vigas reforçadas, qual o método de reforço mais eficiente. A Tabela 3 mostra os detalhes dos reforços, a carga de ruptura e o modo de ruptura de cada uma das vigas.

Tabela 3 - Descrição dos reforços, cargas e modos de ruptura das Vigas.

Viga	Reforço	V _{Ans} (kN)	V _{Exper} (kN)	V _{Exper} / V _{Ans}	Modo de Ruína
E1	Sem Reforço	85	80	0,94	Flexão
E2	2 φ 6,3 mm (comprimento = 50 cm) em “dente” com adesivo epóxi	89,75	108	1,20	Flexão
E3	2 φ 6,3 mm (comprimento = 50 cm) em “dente” com adesivo epóxi e 7 grampos em “U”	87,75	96	1,09	Compressão Diagonal
E4	2 φ 6,3 mm (comprimento = 30 cm) em “dente” com adesivo epóxi	90	116	1,29	Flexão
E5	2 φ 6,3 mm (comprimento = 30 cm) em “dente” com adesivo epóxi e 4 grampos em “U”	80	74	0,93	Flexão

V_{Ans} = Carga de ruína computacional indicada pelo programa Ansys;
V_{Exper} = Carga de ruína experimental.

3.2 Influência do modo de sollicitação

Quando submetida à segunda etapa dos ensaios, a viga E2 ao atingir sua carga de ruína (108kN), observou-se que a mesma chegou a romper após o reforço ter se descolado da peça, devido a esse desprendimento, a mesma rompeu por flexão. Comparando-a com a viga de referência (E1), verificou-se que a mesma teve um aumento de 35% em sua resistência.

Analisando os resultados de ensaio da viga E3, observou-se que ocorreu o mesmo a viga E2, a peça rompeu após o reforço ter sido descolado do substrato da viga, no entanto a mesma teve um modo de ruptura diferente, ela rompeu por compressão diagonal, ou seja, esmagamento da biela. Quando comparada a viga de referência, notou-se que a viga E3 teve um aumento de 20% em sua resistência mecânica.

Feita a análise dos resultados da viga E4, verifica-se o mesmo acontecido às vigas E2 e E3, a mesma rompeu por flexão após o reforço ter se desprendido da peça. Apesar do que, houve um início de esmagamento da biela, porém a viga chegou a ruína por flexão. A mesma obteve um aumento em sua resistência de 45% em relação à viga de referência.

Ao atingir a carga de ruína, a viga E5 teve o mesmo modo de ruptura das vigas E2 e E4, por flexão, após o reforço se descolar da peça. Comparando-a com a viga referência, ela obteve resistência inferior 7,85%. Na Figura 11 é apresentada as vigas ensaiadas após sua ruptura.

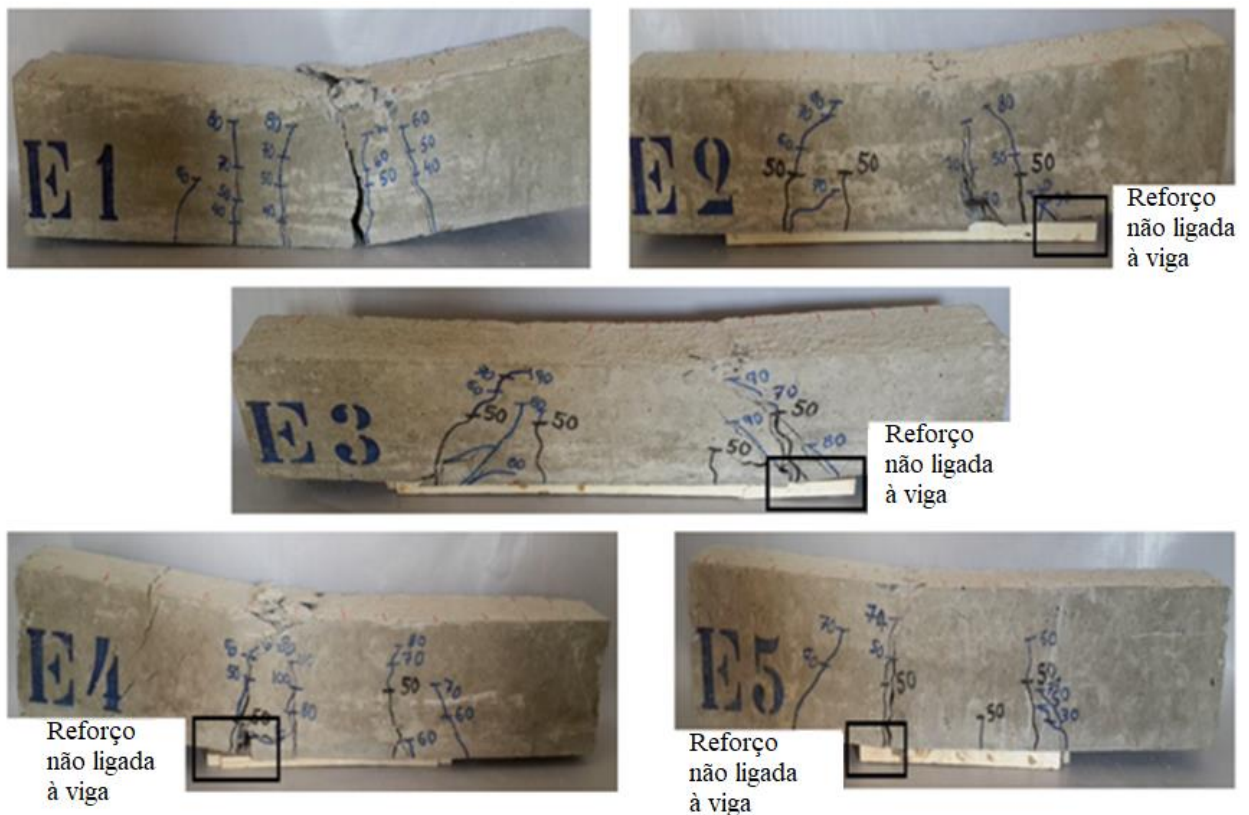


Figura 11. Vigas E1, E2, E3, E4 e E5 após ruptura.

Através da análise dos resultados obtidos no software Ansys, observou-se que a carga de ruína dada pelo programa foi bem aproximada aos resultados alcançados no ensaio experimental, bem como os modos de ruptura das vigas. No entanto, houve uma diferença no que se refere ao reforço, pois no ensaio experimental os reforços se descolaram da peça antes das mesmas chegarem a ruína, já na análise isso não ocorreu devido o atrito entre a viga e o reforço ter sido desconsiderado. A Figura 12 apresenta o gráfico da relação carga x flecha das cinco vigas obtidos na análise computacional.

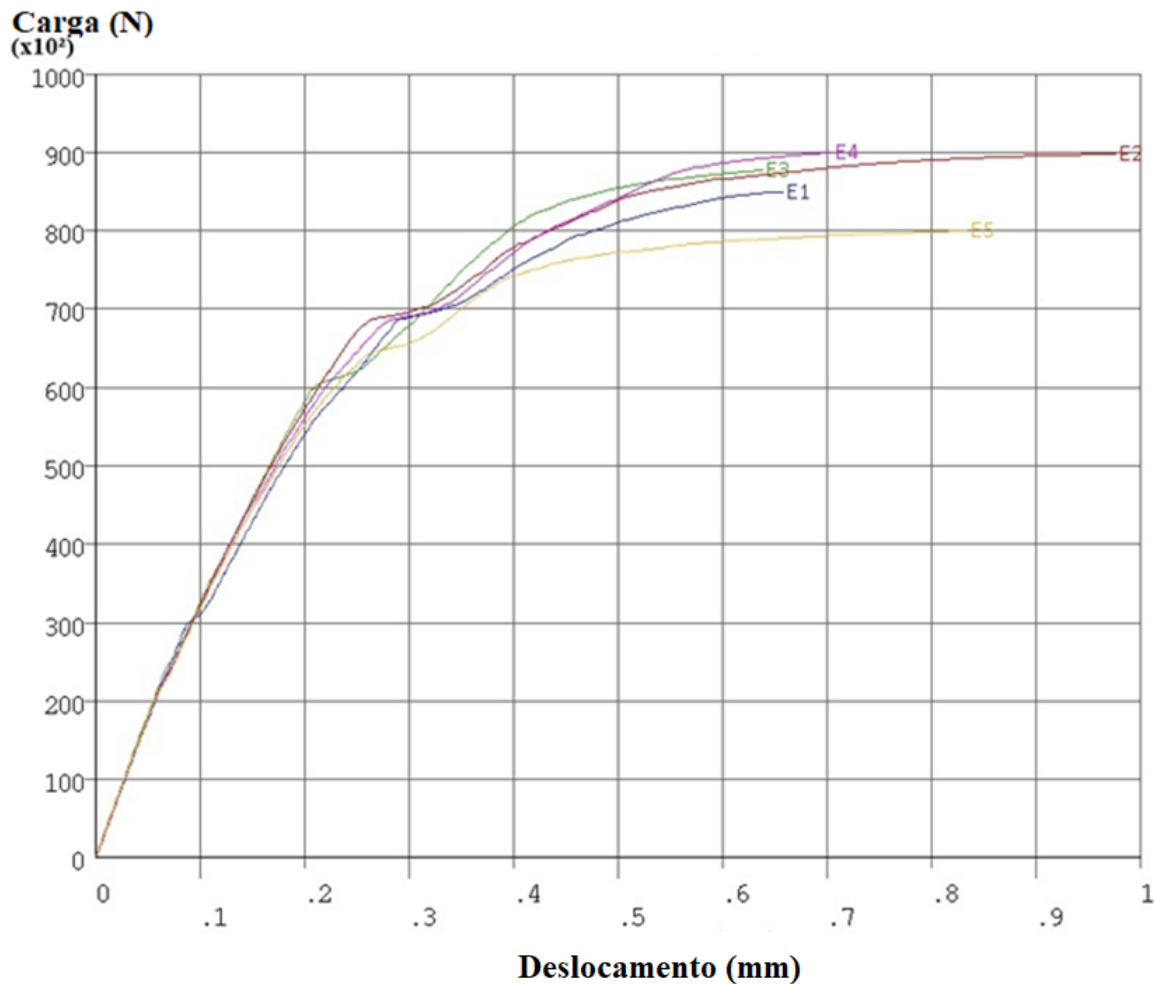


Figura 12. Gráfico carga x flecha de todas as vigas na mesma escala.

Dahmani, Khennane e Kaci (2010) destacam a simbologia do Ansys para os tipos de ruína por flexão, por cisalhamento (tração diagonal) e por compressão. Essas simbologias são apresentadas na legenda da Figura 14. Além disso, Dahmani, Khennane e Kaci (2010) informam que dependendo do tipo de ruptura, esses símbolos também podem vir combinados. Vale destacar que esse tipo de ruína mostrada pelo Ansys se trata de ruína local, como por exemplo uma abertura de fissura, um esmagamento localizado, etc. Não se trata de uma ruptura da viga. A combinação dessas ruínas localizadas que caracterizam uma ruptura da peça como um todo.

O objetivo da análise numérica das vigas reforçadas foi mostrar a distribuição de tensão nas vigas após a inserção do reforço, para fornecer resultados e compará-los aos resultados experimentais.

A partir da análise da imagem gerada pelo Ansys (Figura 13), que mostra o aparecimento de fissuras no momento que antecede a ruína da viga, as fissuras surgiram exatamente onde foram colocados os cliques para o auxílio na ancoragem do reforço. Portanto, verifica-se que a região em que a peça é reforçada, o aparecimento de tensões de compressão é muito perceptível, especialmente quando o primeiro grampo é inserido na viga (esquerda para a direita). A partir da correlação com o ensaio experimental, pode ser visto que esta é a mesma região em que o concreto é esmagado (Figura 11), isto é, a região onde a peça chega a ruína.

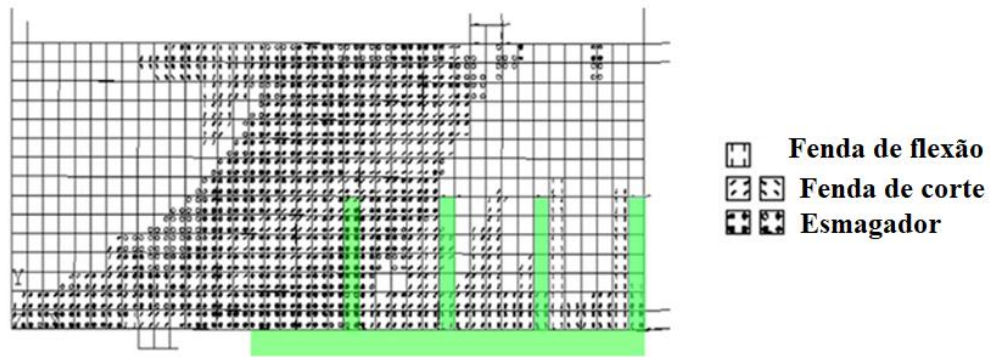


Figura 13. Padrão de fissuras gerado pelo ANSYS para a viga E3.

O uso dos grampos nos reforços das vigas, inicialmente pensado para melhorar a ancoragem, acabaram por gerar concentrações de tensões indesejáveis nas vigas. Analisando o problema através do Modelo de Bielas e Tirantes, observa-se o aparecimento de uma biela secundária do topo do grampo a base do estribo, sobrecarregando assim a biela já existente (Figura 14).

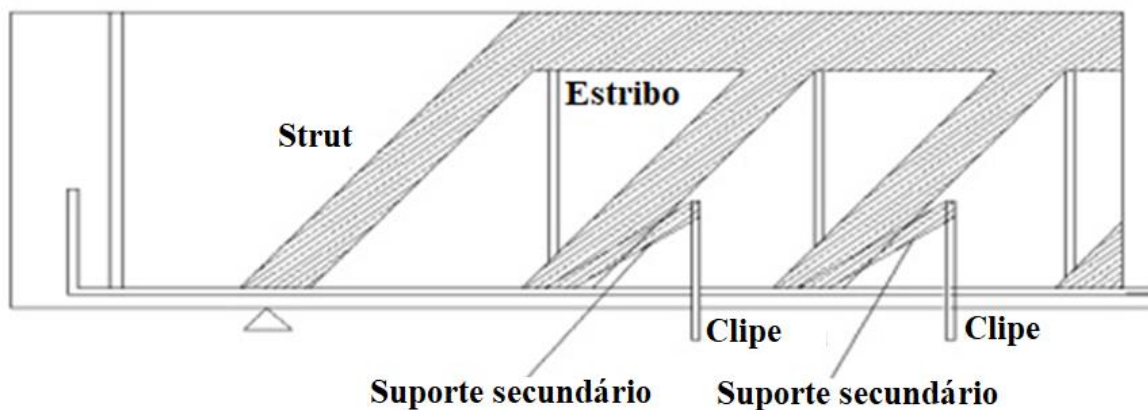


Figura 14. Modelo de Bielas e Tirantes para as vigas E3 e E5.

4. CONCLUSÕES

Após a análise dos resultados, observou-se que as vigas que receberam grampos para auxiliar na ancoragem entre a peça e o reforço (E3 e E5), mais precisamente a viga E3, que teve seu modo de ruptura por compressão diagonal, tal fato pode ser justificado devido ao aumento do campo de compressão na peça, causado pela adição dos grampos. No caso da viga E5, que rompeu com menor carga do que a viga de referência (E1) verificou-se que ao perfurar a viga para inserir os grampos criou-se uma concentração de tensões no furo, prejudicando a capacidade resistente da viga.

A viga E4 atingiu a maior carga de ruptura, comparando-a com a viga E2 que recebeu a mesma técnica de reforço, diferenciando-os apenas pelo seu comprimento, pode-se concluir que o reforço da viga E2 atuou na região de flexão simples até desprender-se da peça e a mesma chegar a ruína; o reforço da viga E4 atuou na região de flexão pura, justificando a carga de ruína maior em relação a viga E2 e todas as outras peças ensaiadas.

O resultado da análise numérica das vigas reforçadas teve como objetivo mostrar a distribuição das tensões nas vigas após a inserção dos reforços, afim de analisar comparativamente com os resultados reais e validá-los. Portanto, a análise computacional, feita através do Ansys, simulou satisfatoriamente os ensaios experimentais de maneira geral, inclusive justificando a ruptura por compressão diagonal da viga E3.

A análise das vigas reforçadas e de referência revelou que as vigas E2 e E4 estavam sob cargas finais maiores em comparação com as outras vigas. No entanto, pode-se concluir que, neste estudo, a adição dos cliques nas vigas E3 e E5 prejudicou sua capacidade resistente. Além disso, a falta de união da armadura, que ocorreu em todas as vigas reforçadas, ocorreu pelo fato da resina epóxi ter um módulo de elasticidade significativamente inferior ao dos demais materiais do sistema. Portanto, quando se aplicou carga a viga reforçada, devido à rigidez insuficiente, a resina não transferiu toda a tensão recebida da face inferior da peça. Isso levou ao deslocamento do reforço, o que indica que apenas o aço funciona. O cenário seria diferente se os materiais tivessem um módulo de elasticidade semelhante. Portanto, embora as vigas E2, E3 e E4 tenham cargas finais mais altas que as vigas de referência, esse tipo de sistema de reforço não funciona de maneira eficiente. Portanto, não é recomendado usar esse tipo de reforço porque é ineficaz e pode ser perigoso.






Vale ressaltar que as conclusões deste trabalho se limitam apenas aos resultados dos ensaios das cinco vigas aqui apresentadas. Outras pesquisas futuras, com mais ensaios de vigas, com e sem reforço, são necessários para uma melhor validação desta pesquisa.

5. REFERÊNCIAS

- Alfaiate, J.; Costa, R. (2004). “*O reforço de vigas de betão armado com chapas metálicas coladas com resina*”. Métodos Computacionais em Engenharia, APMTAC, Portugal, pp 1-13. <http://hdl.handle.net/10400.1/1397>
- Altun, F. (2004) “*An experimental study of jacketed reinforced concrete beams under bending*”. Construction and Building Materials, 18 (8), pp. 611-618. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.04.005>
- Ansys (2013). “*Ansys Mechanical APDL Technology Structural Analysis Guide*”. ANSYS Inc. Release 15.0, Southpointe, 498p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). *NBR 6118: Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2007). *NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1994). *NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Cheong, H. K.; MacAlevey, N. (2000) “*Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams*”. Journal of Structural Engineering - ASCE, 126(6), pp. 692-699. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:6\(692\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:6(692))
- Dahmani, L.; Khennane, A.; Kaci, S. (2010) “*Crack identification in reinforced concrete beams using ANSYS software*”. Strength of Materials Journal, 42 (2). pp. 232-240.
- Deghenhard, C. C.; Teixeira, T.; Vargas, A.; Vito, M.; Piccinini, A. C.; Do Vale Silva, B. (2016). “*Análise experimental de distintas configurações de chapa metálica no reforço à flexão em vigas de concreto armado*”. Revista Alconpat, v. 6, nº 2, pp 190-201. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i2.138>
- Helene, P. R. L. (2000). “*Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*”. 2ª ed, São Paulo: Editora Pini, 213 p.
- Lima, E. M. F. (2015) “*Estudo teórico-experimental de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com barras de aço em dentes de adesivo epóxi*”. Sobral. Trabalho de Conclusão de Curso - Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA).
- Muliterno, B. K.; Pravia, Z. M. C. (2016) “*Modelo para vigas de concreto armado*”. Técnica: Revista de Tecnologia da Construção (São Paulo), v. 231, pp. 22-25.

- Reis, A. P. A. (1998). “*Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho*”. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- Reis, A. P. A. (2003). “*Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço*”. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.
- Santos, E. W. F. (2006). “*Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial*”. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) - Coppe - UFRJ.
- Sika (2015). “*Manual Técnico – Produtos Sika*”. Osasco: Sika, 671 p.

Avaliação do ensaio de ultrassom para a estimação da profundidade de fissuras em concreto

M. T. A. Silva^{1*} , J. H. A. Rocha² , E. C. B. Monteiro¹ , Y. V. Póvoas¹ , E. R. Kohlman Rabbani¹ 

* Autor de Contato: marcelajtavares@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.289>

Recepção: 08/01/2018 | Aceitação: 18/10/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo avaliar o ensaio de ultrassom para estimar a profundidade de fissuras em concreto, utilizando modelo matemático da literatura, também verificar a profundidade com melhores resultados. Foram moldados 4 prismas de concreto para cada profundidade de fissura proposta (5 cm, 10 cm e 15 cm), simuladas através de chapas de zinco, colocadas durante a moldagem e retiradas antes do concreto endurecer. Os resultados mostram que o ensaio é sensível para detectar a presença de fissuras no concreto. O modelo matemático utilizado permitiu estimar a maioria das profundidades de fissuras; mas, os resultados apresentam-se dispersos e com margem de erro elevada para as profundidades de 5 cm e 15 cm, já para 10 cm apresentou melhores resultados.

Palavras chave: ultrassom; fissuras; concreto.

Citar como: M. T. A. Silva, J. H. A. Rocha, E. C. B. Monteiro, Y. V. Póvoas, E.R. Kohlman Rabbani (2019), "Avaliação do ensaio de ultrassom para a estimação da profundidade de fissuras em concreto", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 79 – 92, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.289>

¹ Universidade de Pernambuco, Recife, Brasil.

² Universidad Privada del Valle, Cochabamba, Bolivia.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Evaluation of the ultrasound test for estimating the depth of cracks in concrete

ABSTRACT

The objective of this study is to evaluate the ultrasound test to estimate the depth of cracks in concrete, using a mathematical model published in the literature, and to verify this depth with more accurate results. Four concrete test specimens were molded for each proposed crack depth (5 cm, 10 cm, and 15 cm), simulated using zinc plates, placed during molding and removed before concrete hardening. The results show that the test is sensitive enough to detect the presence of the cracks in the concrete. The mathematical model used allowed for an estimation of the depths of most cracks, but the results are scattered and have a high margin of error for the depths of 5 cm and 15 cm. The cracks of 10-cm depth produced better results.

Keywords: ultrasound test; cracks; concrete.

Evaluación del ensayo de ultrasonido para la estimación de la profundidad de fisuras en concreto

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo evaluar el ensayo de ultrasonido para estimar la profundidad de fisuras en concreto, utilizando modelo matemático de la literatura, también verificar la profundidad con mejores resultados. Se moldearon 4 prismas de hormigón para cada profundidad de fisura propuesta (5 cm, 10 cm y 15 cm), simuladas a través de chapas de zinc, colocadas durante el moldeado y retiradas antes de que el hormigón endurezca. Los resultados muestran que el ensayo es sensible para detectar la presencia de fisuras en el hormigón. El modelo matemático utilizado permitió estimar la mayoría de las profundidades de fisuras; pero los resultados se presentan dispersos y con un margen de error elevado para las profundidades de 5 cm y 15 cm, ya para 10 cm presentó mejores resultados.

Palabras clave: ultrasonido; fisuras; concreto.

1. INTRODUÇÃO

As fissuras são as manifestações patológicas mais comuns nas estruturas de concreto, normalmente aparecem como resultado dos esforços de tração, os quais o concreto tem dificuldade em absorver. Dentre os tipos de fissuras, tem-se as decorrentes dos esforços provocados por fenômenos térmicos ou de retração – que não trazem perigo estrutural, porém comprometem a estanqueidade e desempenho – e as provenientes da falta de capacidade da estrutura em absorver tensões, seja por subestimação dos esforços durante o dimensionamento ou pela diminuição da resistência do material, sendo as últimas preocupantes segundo Silva Filho e Helene (2011). A detecção oportuna destes defeitos pode evitar a rápida deterioração e prolongar a vida útil das estruturas (Aggelis et al., 2010).

A avaliação de estruturas normalmente é realizada através de uma inspeção visual, cujos resultados são subjetivos porque dependem da experiência do inspetor (Rocha e Póvoas, 2017). No entanto, existem diversos ensaios não destrutivos (END) que permitem extrair informações importantes das propriedades do concreto (Rehman et al., 2016), e normalmente são utilizados para localização e avaliação de defeitos no concreto endurecido (Lorenzi et al., 2016). Lee, Chai e Lim (2016) consideram que os métodos disponíveis de avaliação de fissuras de concreto apresentam suas próprias limitações. As técnicas de END mais utilizadas na inspeção de estruturas de concreto são:

a ultrassonografia (Aggelis et al., 2010), a termografia (Bagathiappan et al., 2013), a pacometria (Maran et al., 2015), o radar (Dabous et al., 2017) e a esclerometria (Tomazali e Helene, 2017). O ensaio de ultrassom pode determinar o módulo de elasticidade e massa específica do concreto (Pacheco et al., 2014), estimar a resistência à compressão com boa aproximação (Bungey, Millard e Grantham, 2006), como também localizar e dimensionar descontinuidades na estrutura (Menezes et al., 2016).

Diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos para detectar falhas e fissuras no concreto através do ensaio de ultrassom (Aggelis et al., 2010; Wolf, Pirskawetz e Zang, 2015) e outros para estimar a profundidade das mesmas (Bungey, Millard e Grantham, 2006; Pinto et al, 2010; Souza, 2016). O trabalho desenvolvido por In et al. (2017) utilizou a técnica de ultrassom difusa para estimar profundidade de fissuras em peças de concreto que simulavam vigas reais, realizando simulação bidimensional de elementos finitos, sua pesquisa concluiu que é possível estimar profundidades de fissuras com desvios de 1 cm em relação a medida central real. Seher et al (2013) também utilizaram o ultrassom difuso, combinado com simulações bidimensionais em elementos finitos, para isto, analisaram os parâmetros de onda para verificar suas variações em elementos fissurados e não fissurados. Chegando à conclusão que é possível estimar a profundidade de fissuras com erro máximo de 10%.

Demonstrou-se que em todas as pesquisas os resultados são influenciados por vários fatores como: profundidade de fissura, qualidade de concreto, saturação do material, entre outros. Neste contexto, o objetivo do presente artigo é avaliar o método de ultrassom para estimação da profundidade de fissuras em estruturas de concreto e especificamente a influência da profundidade das fissuras nos resultados. Analisando a variação do tempo que leva o percurso da onda, nas regiões fissuradas e não fissuradas.

2. ENSAIO DE ULTRASSOM PROCEDIMIENTO

Os equipamentos de ultrassom utilizados no concreto são projetados para gerar ondas longitudinais, também denominadas ondas sonoras (Bungey, Millard e Grantham, 2006). Aquelas que se encontram na faixa de frequência entre 20Hz e 20.000Hz são audíveis ao ouvido humano, já as ondas abaixo de 20Hz são denominadas infrassônicas e as acima de 20.000Hz são ultrassônicas. (Possani et al., 2017).

Os resultados obtidos pelo ensaio são afetados por diversos fatores como a distância entre as superfícies de contato dos transdutores; a presença de armadura, principalmente no sentido de propagação da onda; massa específica do concreto, que depende do traço e das condições de concretagem; tipo, massa específica e outras características do agregado; tipo de cimento e grau de hidratação; tipo de adensamento e idade do concreto (Pacheco et al., 2014; Lorenzi et al, 2013; Mohamad et al.,2015)

A realização do ensaio de ultrassom nas estruturas de concreto apresenta diversas vantagens, tais como: o equipamento utilizado para o ensaio é de fácil operação e tem custo não muito elevado; é um ensaio não destrutivo; e, pode ser aplicado a qualquer momento, pois não deteriora a estrutura. No entanto, o ensaio possui algumas limitações, pois a interpretação dos seus resultados é meramente qualitativa em relação à qualidade do concreto, sendo necessário, por esta razão, utilizá-lo em conjunto com outros ensaios a fim de obter resultados mais conclusivos (Aggelis et al., 2010). O ensaio de ultrassom no Brasil é regulado pela NBR 8802 – Concreto endurecido – Determinação da propagação de ondas ultrassônicas (ABNT, 2013). Segundo a norma, existem três maneiras para a transmissão das ondas sobre a superfície do concreto: forma direta, semidireta e indireta, como ilustrado na Figura 1.

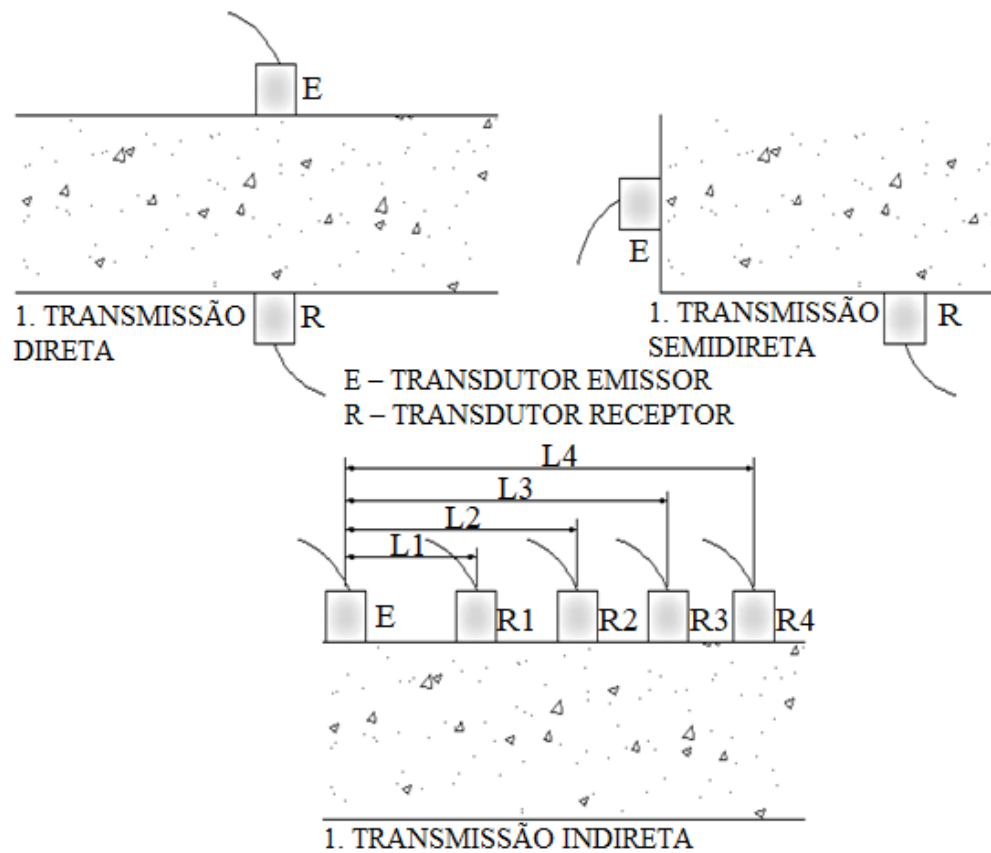


Figura 1. Posicionamento dos transdutores (ABNT, 2013)

3. METODOLOGIA

Para alcançar objetivo da presente pesquisa, foram moldados prismas de concreto a fim de representar elementos reais, nos quais foram induzidas fissuras para estimar a profundidade das mesmas utilizando o modelo matemático proposto por Bungey, Millard e Grantham (2006). Foram moldados um total de 12 prismas de concreto, quatro para cada uma das três profundidades de fissuras propostas (5 cm, 10 cm e 15 cm) e foram consideradas quatro distâncias entre os transdutores para realização do ensaio (10 cm, 20 cm, 30 cm e 40 cm).

Para facilitar a análise dos resultados, os prismas foram divididos em 3 grupos (séries) de acordo com a profundidade da fissura: Série I - prismas com 5cm de profundidade; Série II - prismas com 10 cm de profundidades; e Série III - prismas com 15cm de profundidade

O equipamento utilizado foi 58-E4800 UPV, de frequência padrão de 54 KHz e com transdutores com 50mm de diâmetro (CONTROLS GROUP, 2017).

3.1 Corpos de prova

As dimensões das primas de concreto foram 20 x 20 x 50 cm. A fissura foi induzida no eixo dos mesmos através da colocação de uma chapa de zinco de espessura 0,95 mm, a qual foi retirada antes do concreto endurecer. Todos os prismas foram executados com as mesmas profundidades, pois pesquisa bibliográfica demonstrou não influenciar nos resultados. A Figura 2 mostra o detalhe dos corpos de prova.

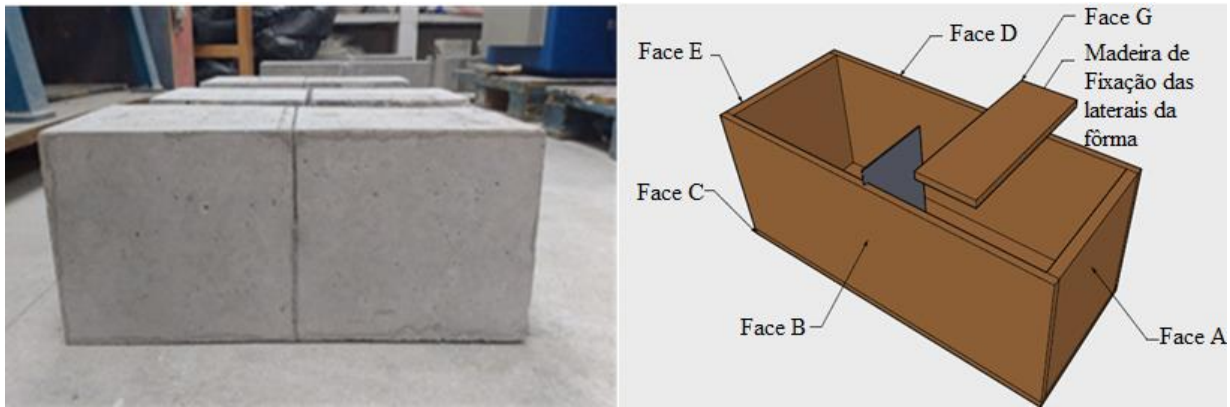


Figura 2. Detalhe dos prismas de concreto

A relação água/cimento utilizada foi de 0,5 e o traço (Cimento: Brita: Areia) foi de 1:1,46:2,51. O cimento utilizado foi o CII Z-32. A brita e a areia foram ensaiadas de acordo norma NBR 7211 (ABNT, 2009), onde a distribuição granulométrica atendeu aos limites recomendados e o diâmetro máximo da brita utilizada foi de 19 mm.

A fim de que a quantidade de prismas utilizada no trabalho seja representativa, para o uso da estatística na análise dos resultados, é importante que as observações das variáveis independentes estejam em proporção maior que 5 para 1, ou seja 5 observações para cada variável independente; no entanto, o nível recomendado está entre 15 e 20 para 1 variável, para que a amostra seja considerada representativa (Hair et al., 2009). No presente estudo foram consideradas 2 variáveis, profundidade de fissura e distância de execução do ensaio, as quais multiplicadas por 20, tem-se a quantidade ideal de 40 observações. Não obstante, no total foram realizadas 96 observações (4 prismas x 3 profundidades x 4 distâncias x 2 Repetições), valor acima da quantidade recomendada.

3.2 Modelo matemático de estimação de profundidade de fissuras proposto por Bungey, Millard e Grantham (2006)

O modelo permite estimar a profundidade de fissura perpendiculares à superfície de concreto quando o modo de transmissão é indireto. Por isso, os transdutores devem ser colocados equidistantes da fissura, como é mostrado na Figura 3 (a) e (b).⁷

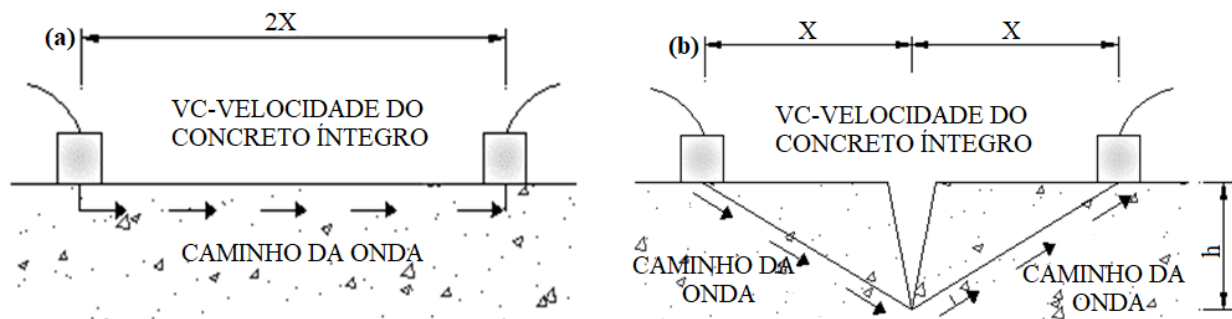


Figura 3. (a) Percurso da onda no concreto íntegro, (b) Percurso da onda ao redor da fissura

Para aplicar este modelo, deve-se adotar como “Vc” a velocidade da onda ultrassônica no concreto íntegro obtido através do modo indireto. Ou seja, encontra-se uma velocidade “Vc” numa região do concreto sem fissura com uma distância $Y = 2X$ entre os transdutores.

Considerando que a onda se desviará da fissura e que a velocidade será a mesma por se tratar do mesmo material, no momento da realização da leitura na região com fissura a uma distância “X” do eixo da fissura ao transdutor, como é mostrado na Figura 3, é possível estimar a profundidade

da fissura. A diferença entre estes dois percursos se dará no tempo de propagação da onda, uma vez que a velocidade “Vc” será a mesma.

O modelo tem como premissa que a velocidade será igual para os dois percursos e que a onda se desviará, por se tratar de uma onda mecânica, a qual necessita de um meio para se propagar. A equação (1) representa o modelo matemático proposto, ela é resultado da igualdade das velocidades nos dois percursos da onda.

$$h = x \sqrt{\left(\frac{Tf}{Tc}\right)^2 - 1} \quad (cm) \quad (1)$$

Onde:

h = profundidade da fissura estimada pelo modelo (cm);

x = distância do eixo do transdutor ao eixo da fissura (cm);

Tc – tempo de propagação de onda no concreto íntegro, definido como a (2).

$$Tc = \frac{2x}{Vc} \quad (\mu s) \quad (2)$$

Tf – tempo de propagação ao redor da fissura, definido como como a (3).

$$Tf = \frac{2\sqrt{x^2+h^2}}{Vc} \quad (\mu s) \quad (3)$$

3.3 Execução do ensaio

O ensaio de ultrassom foi executado através do modo indireto, evitando rugosidades na superfície ensaiada como indica a NM -58 (ABNT, 1996). A calibração do equipamento foi realizada antes de iniciar as medições de acordo ao procedimento descrito no manual (CONTROLS GROUP, 2017).

Foi demarcada uma malha de observações na superfície ensaiada, composta por duas linhas, superior e inferior, cujo detalhe é apresentado na Figura 4. Em todos os pontos do ensaio onde foram realizadas as medições foi aplicado vaselina como acoplamento do transdutor a superfície.

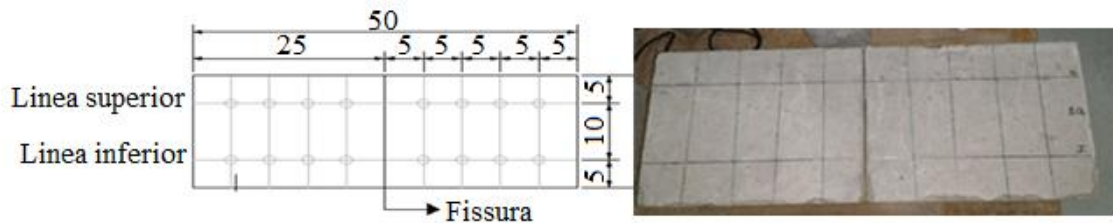


Figura 4. Esquema da marcação do ensaio

Para cada ponto da malha, foram realizadas duas leituras de tempo através do ultrassom e considerada a média das duas para aplicação do modelo.

A norma NBR 8802 (ABNT, 2013) fornece diretrizes para a obtenção da velocidade da onda através do modo indireto, onde o transdutor emissor tem um ponto fixo e transdutor receptor é deslocado a distâncias determinadas. Com os dados obtidos realiza-se um gráfico de tempo versus distância, para depois ser traçada a reta que melhor se ajusta aos pontos, onde a tangente da reta é a velocidade da onda.

Para aplicar o modelo de Bungey, Millard e Grantham (2006), é necessário a obtenção dos tempos de propagação da onda pelo modo indireto no concreto sem fissuras – T_c , os quais devem ser obtidos nas mesmas distâncias que serão obtidos os tempos na região de fissura – T_f .

Para obtenção do T_c , o transdutor emissor foi fixado no primeiro ponto da malha e o transdutor receptor foi deslocado a cada 5 cm, obtendo-se desta forma os tempos para as distâncias entre os transdutores $Y = 5\text{cm}$, 10cm e 15cm , conforme Figura 5 (a), (b) e (c). Onde E – Transdutor emissor; R – Transdutor receptor; e, Y – Distância entre os transdutores (cm).

Com os resultados das três leituras de tempo foi plotado o gráfico de distância (cm) versus tempo (μs), para em seguida obter a reta que melhor se ajusta aos pontos (Figura 6) e, desta forma, encontrar os tempos de propagação de ondas no concreto íntegro ajustados pela reta – T_c' para todas as medidas de distâncias necessárias para aplicação do modelo, $Y = 10\text{cm}$, 20cm , 30cm e 40cm , como mostrada na Tabela 1, que apresenta os resultados da primeira repetição do primeiro prisma da série II. A identificação das medições está composta primeiramente pelo número de prisma da série (1, 2, 3 e 4), depois pela profundidade ($P5 = 5\text{cm}$, $P10 = 10\text{cm}$ e $P15 = 15\text{cm}$), seguidamente pela distância de execução do ensaio ($D10 = 10\text{cm}$, $D20 = 20\text{cm}$, $D30 = 30\text{cm}$ e $D40 = 40\text{cm}$) e no final pela repetição (-1 para a primeira e -2 para a segunda).

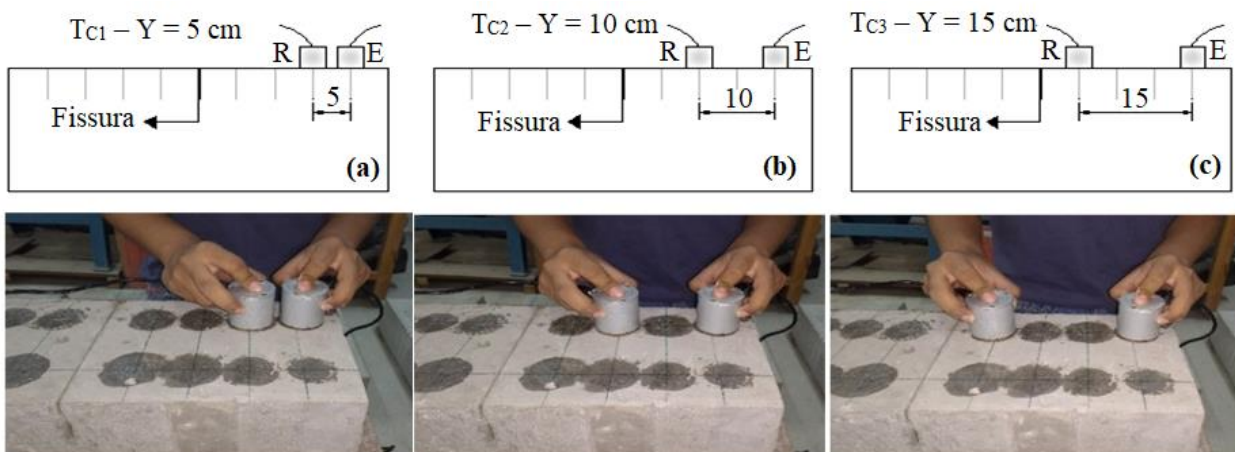


Figura 5. Leituras do tempo no concreto íntegro – T_c com transdutores distanciados a: (a) 5 cm; (b) 10 cm; (c) 15 cm.

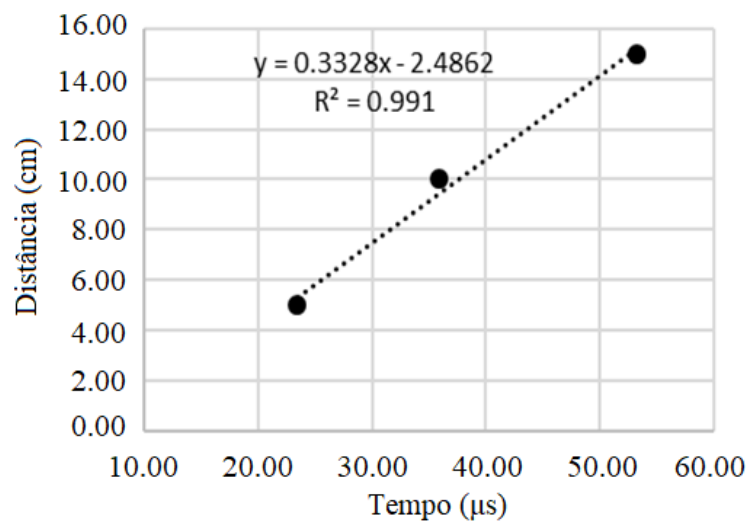


Figura 6. Gráfico distância x tempo (Série II – Prisma 1 – Primeira repetição)

Tabela 1. Tc' (Série II - Prisma 1 – Primeira repetição)

Tempo ajustado - Tc' (μs) - Série 2 - prisma I			
Identificação	Tc (μs)	Y (cm)	Tc' (μs)
1P10D5-1	23,45	5,00	22,49
1P10D10-1	35,88	10,00	37,52
1P10D15-1	53,23	15,00	52,54
1P10D20-1	-	20,00	67,56
1P10D30-1	-	30,00	97,61
1P10D40-1	-	40,00	127,66
Equação Linear			$Y = 0,3328X - 2,4862$
Intercepção			-2,4862
"Vc"(cm/μs)- coef. Angular			0,3328

Os tempos ajustados - Tc' foram encontrados para as distâncias Y = 10cm, 20cm, 30cm e 40cm, sendo $Y = 2X$, onde X é a distância entre o eixo da fissura e o transdutor.

No caso da medição do tempo de propagação da onda ao redor da fissura – Tf, foram realizadas as leituras com as distâncias entre os transdutores de Y = 10 cm, 20 cm, 30 cm e 40 cm, conforme mostrado na Figura 7 (a) (b) (c) (d).

Uma vez obtidos os tempos Tc' e Tf para as mesmas distâncias, entre o eixo da fissura e o transdutor, é possível estimar a profundidade da fissura através do modelo proposto por Bungey, Millard e Grantham (2006) mediante o procedimento apresentado na seção anterior.

O procedimento mostrado para obtenção do Tc' e do Tf, foi repetido para todas as 3 séries, os 4 prismas de concreto de cada série e para as duas repetições Tf₁ - X = 5cm

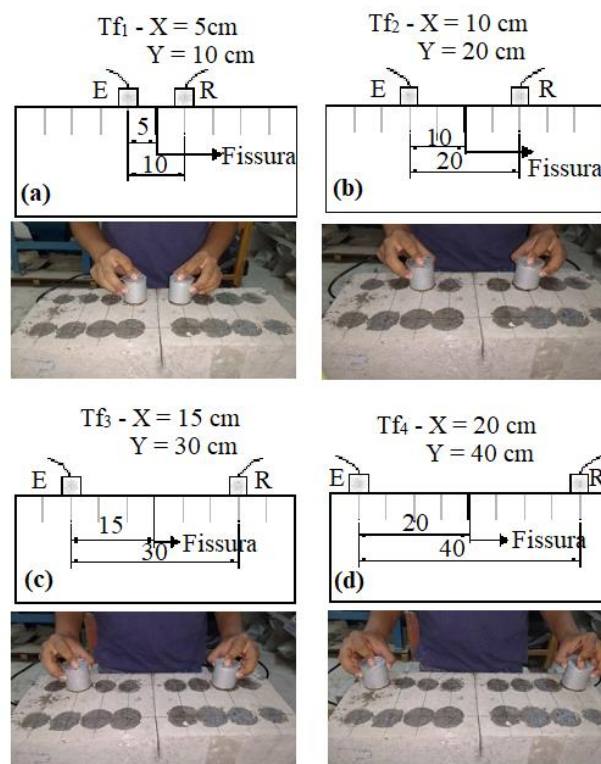


Figura 7. Leituras ao redor da fissura com transdutores distanciados a: (a) 10 cm; (b) 20 cm; (c) 30 cm; (d) 40 cm

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Com os resultados das profundidades das fissuras (h') das Séries (I, II, III) encontrados na aplicação do modelo matemático proposto por Bungey, Millard e Grantham (2006), foi realizada uma análise estatística para verificar qual Série apresentou resultados mais significativos.

A Tabela 2 apresenta, de forma resumida, os resultados encontrados para as Séries I, II e III.

PROFUNDIDADE DA FISSURA h'					
Série I		Série II		Série III	
Identificação	h' (cm)	Identificação	h' (cm)	Identificação	h' (cm)
1P5D10-1	5,68	1P10D10-1	6,71	1P15D10-1	10,43
1P5D20-1	6,34	1P10D20-1	9,82	1P15D20-1	12,27
1P5D30-1	11,20	1P10D30-1	11,22	1P15D30-1	10,51
1P5D40-1	11,15	1P10D40-1	9,78	1P15D40-1	7,23
2P5D10-1	3,82	2P10D10-1	6,05	2P15D10-1	24,40
2P5D20-1	4,00	2P10D20-1	7,15	2P15D20-1	19,57
2P5D30-1	7,35	2P10D30-1	*	2P15D30-1	24,56
2P5D40-1	3,12	2P10D40-1	*	2P15D40-1	21,86
3P5D10-1	4,43	3P10D10-1	5,63	3P15D10-1	11,10
3P5D20-1	3,08	3P10D20-1	7,74	3P15D20-1	15,79
3P5D30-1	9,13	3P10D30-1	6,64	3P15D30-1	14,64
3P5D40-1	14,97	3P10D40-1	11,60	3P15D40-1	11,08
4P5D10-1	3,32	4P10D10-1	6,22	4P15D10-1	9,56
4P5D20-1	4,05	4P10D20-1	8,70	4P15D20-1	9,19
4P5D30-1	3,20	4P10D30-1	5,11	4P15D30-1	5,92
4P5D40-1	10,62	4P10D40-1	7,35	4P15D40-1	*
1P5D10-2	4,82	1P10D10-2	6,38	1P15D10-2	12,21
1P5D20-2	3,74	1P10D20-2	4,96	1P15D20-2	14,95
1P5D30-2	15,17	1P10D30-2	*	1P15D30-2	10,25
1P5D40-2	15,21	1P10D40-2	*	1P15D40-2	7,94
2Z5D10-2	3,08	2P10D10-2	7,01	2P15D10-2	25,73
2P5D20-2	*	2P10D20-2	5,98	2P15D20-2	22,01
2P5D30-2	5,88	2P10D30-2	*	2P15D30-2	27,28
2P5D40-2	9,00	2P10D40-2	*	2P15D40-2	26,97
3P5D10-2	4,70	3P10D10-2	6,58	3P15D10-2	13,64
3P5D20-2	3,93	3P10D20-2	5,27	3P15D20-2	14,70
3P5D30-2	9,04	3P10D30-2	*	3P15D30-2	15,80
3P5D40-2	10,59	3P10D40-2	*	3P15D40-2	11,59
4P5D10-2	2,67	4P10D10-2	8,19	4P15D10-2	14,19
4P5D20-2	*	4P10D20-2	9,54	4P15D20-2	16,19
4P5D30-2	6,48	4P10D30-2	7,61	4P15D30-2	17,45
4P5D40-2	8,94	4P10D40-2	4,17	4P15D40-2	16,87

*Resultados que não puderam ser calculados pelo modelo, pois $T_c > T_f$.

Mediante a Tabela 2, pode ser observar que o modelo matemático de Bungey, Millard e Grantham (2006) permitiu determinar a profundidade das fissuras em 88.5% das observações realizadas. É importante considerar que na porcentagem restante, 11.5%, não foi possível determinar a

profundidade devido a que o tempo de propagação de onda na região fissurada ter sido menor do que o tempo na região íntegra, inviabilizando a aplicação do modelo. A análise dos resultados das Séries utilizando a estatística descritiva estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Estatística descritiva da variável profundidade

Estatística dos resultados	Profundidade real (h)		
	Série I (5 cm)	Série II (10 cm)	Série III (15 cm)
Valor mínimo encontrado	2,67	4,17	5,92
Valor máximo encontrado	15,21	11,60	27,28
Média	6,96	7,31	15,35
Mediana	5,78	6,86	14,64
Variância	15,03	3,83	36,47
Desvio padrão	3,88	1,96	6,04
Coefficiente de variação	55,72%	26,78%	39,34%
Número de observações	30	24	31

Percebe-se dos resultados encontrados que o modelo apresentou variações significativas em todas as três Séries. A Série III (15 cm) apresentou a maior variância e desvio-padrão em comparação com as demais Séries, demonstrando uma grande dispersão neste conjunto de dados. A Série II (10 cm) foi a que obteve melhores índices na análise da dispersão dos dados, apresentando menor variância, desvio-padrão e coeficiente de variação. Já a Série I (5 cm) apresentou dispersão intermediária, porém o coeficiente de variação foi mais alto, já que o desvio-padrão representou cerca de 55% da média.

Pinto et al. (2010) estudaram também a estimativa da profundidade de fissuras em prismas de concreto, analisaram quatro profundidades diferentes (50 mm, 75 mm, 100 mm e 150 mm), com distância de execução do ensaio de 100 mm e 150 mm, aplicando o mesmo modelo matemático e chegaram as estimativas apresentadas na Figura 8.

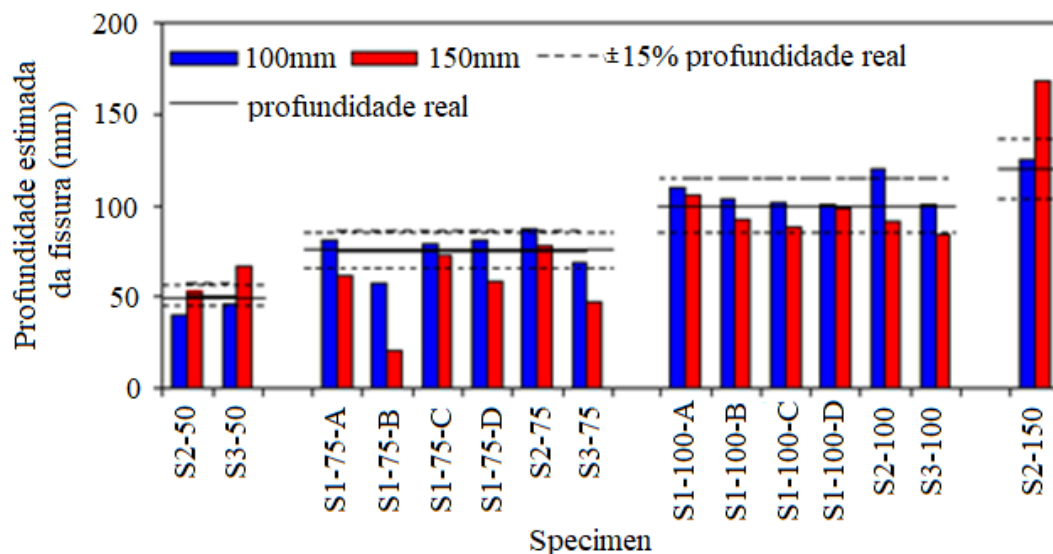


Figura 8. Profundidades de fissuras (Pinto et al, 2010)

Onde a nomenclatura era identificada inicialmente pela série analisada, em seguida a profundidade e depois o molde analisado, por exemplo, S1-75-B (Série 1, profundidade de 75 mm, prisma B).

Os autores concluíram que os resultados em sua maioria ficaram dentro da margem de erro de 15% da profundidade real da fissura. Resultado coerente do encontrado neste trabalho, onde os melhores resultados foram encontrados na profundidade de 10 cm.

Para facilitar o entendimento do comportamento dos resultados encontrados, foi utilizado na Figura 9 o boxplot das 3 Séries, ferramenta gráfica da estatística que representa a variação dos dados de uma variável numérica por meio de quartis.

O boxplot (gráfico de caixa) é formado por uma caixa paralela ao eixo da variável. A aresta inferior representa o 1º quartil, a linha grossa a mediana (2º quartil) e a aresta superior o 3º quartil. A linha que se estende na vertical indica o limite superior e inferior dos dados. Esta caixa representa os 50% dos valores centrais da distribuição. Quanto mais achatada a caixa, menos dispersos são os dados.

Percebe-se que os dados da Série II (10 cm) foram os que apresentaram menor variabilidade, já os dados da Série III (15 cm) maior dispersão. Desta forma os dados da Série II (10 cm) se comportaram melhor em relação as demais Séries na análise da estatística descritiva.

Para complementar a análise foi utilizada a estatística inferencial, com aplicação do intervalo de confiança (I.C) com nível de confiança de 95%. Isto significa que foi procurado um intervalo numérico em torno da média, onde em 95% das vezes a média se situará neste intervalo. O valor do I.C representa a margem de erro, para mais e para menos, em relação à média.

Para este trabalho foi considerado aceitável uma margem de erro de 20%, tomando como referência a medida real da profundidade de fissura, ou seja, 1 cm para a Série I; 2 cm para a Série II e 3 cm para a Série III.

Para análise da variável profundidade a Tabela 4 apresenta os intervalos de confiança para as 3 Séries analisadas. A Figura 10 apresenta os gráficos do intervalo de confiança para cada Série em relação a variável profundidade.

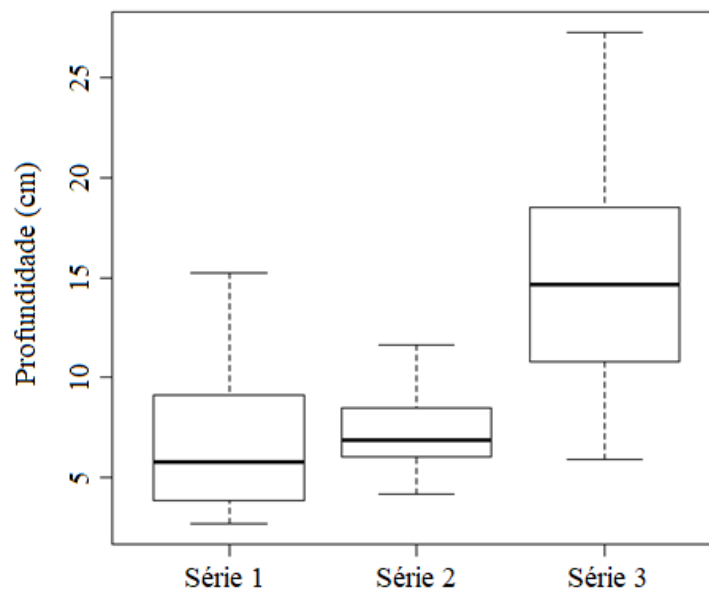


Figura 9. Boxplot variável: Profundidade

Tabela 4. Intervalo de confiança da variável profundidade

Série	I.C (erro)	Limite inferior	Média	Limite superior	
Série I	1,45	29%	5,51	6,96	8,40
Série II	0,83	8%	6,48	7,31	8,14
Série III	2,22	15%	13,14	15,35	17,57

Ratificando o que foi apresentado na análise descritiva, os dados da Série III (15 cm) apresentaram um valor do I.C maior que as demais Séries, enquanto a Série II (10 cm) apresentou o menor I.C. Sendo o I.C maior, a margem de erro para que a confiança de 95% seja atendida aumenta, tornando o intervalo maior, o que pode ser percebido através da Tabela 4.

Existindo um intervalo ou margem de erro alta, a aplicação em estruturas reais se tornaria inviável, pois conduz a uma grande variação na estimação da profundidade das fissuras.

Para a Série III a variação da profundidade calculada pelo modelo está entre o intervalo de 13,14 cm a 17,57cm, sendo a profundidade real de 15 cm.

Na Série II, que apresentou o menor I.C, a profundidade calculada pelo modelo pode variar de 6,48 cm a 8,14 cm. Apesar de ser um intervalo pequeno, percebe-se que a medida real da profundidade, que é de 10 cm, não se encontra dentro do intervalo de confiança, fato que compromete a aplicação do modelo.

A Série I, que apresentou um I.C intermediário, onde a profundidade de fissura calculada pelo modelo variou de 5,51 cm a 8,40 cm, a profundidade real, que é 5 cm, também se encontra fora do intervalo.

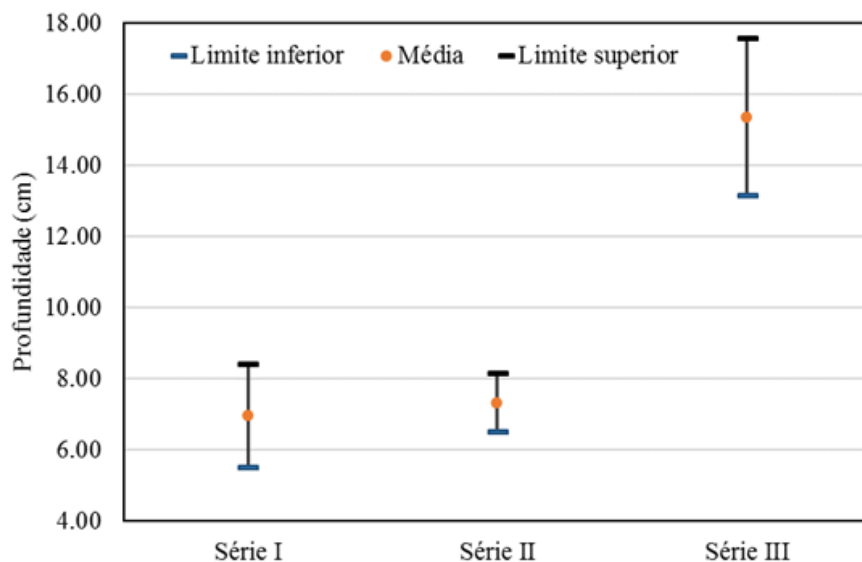


Figura 10. Gráfico do intervalo de confiança (Variável profundidade)

É possível ainda perceber dos resultados apresentados, que para as distâncias entre os transdutores maiores (30 e 40 cm) existe uma maior variação dos dados, já para as distâncias de execução do ensaio menores (10 e 20 cm) encontra-se uma menor dispersão e margem de erro.

Percebe-se que foi possível aplicar o modelo proposto e encontrar as profundidades das fissuras, porém com grande dispersão dos resultados. Esta alta variabilidade dos resultados é devida principalmente ao concreto que não é um material homogêneo e a velocidade de propagação da onda pode variar, uma vez que o modelo adota um caminho de onda ideal; no entanto, o percurso pode ser diferente do adotado.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente estudo, foi realizada uma pesquisa experimental a fim de avaliar de maneira estatística a eficiência do método de ultrassom para a estimação de fissuras.

O ensaio fornece informação evidente quanto a detecção de fissura no concreto, já que o tempo de propagação de onda é consideravelmente maior do que aqueles em regiões integras do concreto.

A estimação da profundidade das fissuras mediante o modelo proposto na literatura, permite encontrar valores para uma porcentagem grande das observações realizadas; no entanto, os valores apresentam-se muito dispersos, e, com relação a profundidade de fissura, percebe que os resultados apresentam uma margem de erro alta, comprometendo os resultados e aplicação em campo. A combinação com outros ensaios não destrutivos pode caracterizar melhor estes defeitos além de fornecer maior informação e desta forma, eliminar algumas incertezas que o ultrassom apresenta.

6. AGRADECIMENTOS

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo apoio financeiro.

7. REFERÊNCIAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2009), “*NBR 7211: Agregados para concreto - especificação*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996), “*NM 58: Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), “*NBR 8802: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica*” (Rio de Janeiro, Brasil: ABNT).
- Aggelis, D. G., Kordatos, E. Z., Soulioti, D. V., Matikas, T. E. (2010), “*Combined use of thermography and ultrasound for the characterization of subsurface cracks in concrete*”, *Construction and Building Materials*, V. 24, No. 10, pp. 1888-1897. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.04.014>
- Bagavathiappan, S., Lahiri, B., Saravanan, T., Philip, J. (2013). “*Infrared thermography for condition monitoring – A review*”, *Infrared Physics & Technology*, V.60, No. 1, pp. 35-55. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.infrared.2013.03.006>
- Bungey, J. H., Millard, S. G., Grantham, M. G. (2006), “*Testing of concrete in structures*” (Oxon, United Kingdom: Taylor & Francis), p. 353.
- Controls Group (2017), “*Catálogo técnico do medidor de pulso ultrassônico*”. Disponível em: < <http://www.controls-group.com/eng/concrete-testing-equipment/ultrasonic-pulse-velocity-tester.php> >. Acesso em 06 de janeiro 2018.
- Dabous, S., Yaghi, S., Alkass, S., Moselhi, O. (2017), “*Concrete bridge deck condition assessment using IR Thermography and Ground Penetrating Radar technologies*”, *Automation in Construction*, V.74, pp. 340-354. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.04.006>
- Hair, J. F., Black, W. C., Babin, B. J., Anderson, R. E., Tatham, R. L. (2009) “*Análise Multivariada de Dados*”. BOOKMAN, 6 ed. Porto Alegre, Brasil, p. 688.
- In, C. W., Arne, K., Kim, J. Y., Kurtis, K. E., Jacobs, L. J. (2017), “*Estimation of Crack Depth in Concrete Using Diffuse Ultrasound: Validation in Cracked Concrete Beams*”, *Journal of Nondestructive Evaluation*, V.36, No.4. DOI: <https://doi.org/10.1007/s10921-016-0382-4>
- Lee, F. W., Chai, H. K., Lim, K. S. (2016). “*Assessment of Reinforced Concrete Surface Breaking Crack Using Rayleigh Wave Measurement*”, *SENSORS*, V.3, No. 3, 337. DOI: <https://dx.doi.org/10.3390/s16030337>
- Lorenzi, A., Reginato, L. A., Lorenzi, L. S., Silva Filho, L. C. P. (2016), “*Emprego de ensaios não destrutivos para inspeção de estruturas de concreto*”, *Revista IMED*, V.3, No. 3, pp. 3-13. DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v3n1p3-133>
- Lorenzi, A., Reginato, L. A., Favero, R. B., Chies, J. A., Caetano, L. F., Silva Filho, L. C. P. (2013), “*Tomografia Ultrassônica 3D para Avaliação de Estruturas de Concreto*” *Techne*:

- Revista de Tecnologia da Construção (São Paulo), v. 198, p. 36-44, 2013. Disponível em: < <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/198/artigo296324-1.aspx> >. Acesso em 18 de setembro 2018.
- Maran, A. P., Menna Barreto, M. F. F., Rohden, A. B., Dal Molin, D. C. C., Masuero, J. R. (2015), “*Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração*”, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V.8, No. 5, pp. 625-643. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000500005>
- Menezes, V. S., Ferronato, D. N. L., Santos, E. M., Feiteira, J. F. S. (2016), “*Estudo do comportamento da porosidade de pasta de cimento por ultrassom*” in: Congresso Brasileiro de Cerâmica, 60. Águas de Lindóia: IBRACON (Brasil), Disponível em:< <http://www.metallum.com.br/60cbc/anais/PDF/06-048TT.pdf> >. Acesso em 06 de janeiro 2018.
- Mohamad, G., Carmo, P. I. O., Oliveira, M. J. D., Temp, A. L. (2015), “*Métodos combinados para avaliação da resistência de concretos*”, Revista Matéria, V.20, No. 1, pp. 83-99. DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/S1517-707620150001.0011>
- Pacheco, J., Bilesky, P., Morais, T. R., Grando, F., Helene, P. (2014), “*Considerações sobre o Módulo de Elasticidade do concreto*” in: Congresso Brasileiro do Concreto, 56, Natal: IBRACON (Brasil), (2014). Disponível em:< <http://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/06/269.pdf> >. Acesso em 06 de janeiro 2018.
- Pinto, R. C. A., Medeiros, A., Padaratz, I. J., Andrade, P. B. (2010) “*Use of Ultrasound to Estimate Depth of Surface Opening Cracks in Concrete Structures*”, E-Journal of Nondestructive Testing and Ultrasonics, V.8, p. 1-11.
- Possani, D., Rodrigues, D., Correia, F., Morais, D. (2017), “*Ondas ultrassônicas: teoria e aplicações industriais em ensaios não-destrutivos*”, Revista brasileira de física tecnológica aplicada, V.4, No. 1, p.16-33. DOI: <http://dx.doi.org/10.3895/rbfta.v4n1.5073>
- Rehman, S., Ibrahim, Z., Memon, S., Jameel, M. (2016), “*Nondestructive test methods for concrete bridges: A review*”, Construction and Building Materials, V.107, No. 15, pp. 58-86. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.0111>
- Rocha, J. H. A., Póvoas, Y. V. (2017), “*A termografia infravermelha como um ensaio não destrutivo para a inspeção de pontes de concreto armado: Revisão do estado da arte*”, Revista ALCONPAT, V.7, No. 3, p.200-2014. DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v7i3.223>
- Seher, M., In, C. W., Kim, J. Y., Kurtis, K. E., Jacobs, L. J. (2013), “*Numerical and experimental study of crack depth measurement in concrete using diffuse ultrasound*”, Journal of Nondestructive Evaluation, V.32, No. 1, p.81-92. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10921-012-0161-9>
- Silva Filho, L. C. P., Helene, P. R. L. (2011), “*Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*” in.: ISAIA, Geraldo C. Concreto: Ciência e Tecnologia, 1Edição, São Paulo: Editora IBRACON (Brasil), pp. 1124-1174.
- Souza, G. B. (2016), “*Avaliação do método de propagação de onda ultrassônica na determinação da profundidade de fissura em concreto*”, Dissertação de mestrado em engenharia civil, Universidade Católica de Pernambuco, p. 155.
- Tomazeli, A., Helene, P. R. L. (2017), “*Diretrizes para a inspeção em estruturas de obras paralisadas*”, Revista Estrutura, 4 ed, p. 30-37. Disponível em: < http://abece.com.br/Revista_estrutura/Edicao4/files/assets/basic-html/page30.html >. Acesso em 20 de setembro 2018.
- Wolf, J., Pirskawetz, S., Zang, A. (2015) “*Detection of crack propagation in concrete with embedded ultrasonic sensors*”. Engineering Fracture Mechanics, V.146, p. 161-171. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2015.07.058>

Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio

R. G. S. Pereira^{1*} , T. A. C. Pires¹ , D. Duarte¹ , J. J. Rêgo Silva¹

Autor de Contato: tacpires@yahoo.com.br

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

Recepção: 21/02/2018 | Aceitação: 17/08/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Este artigo apresenta um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas em concreto armado bi-apoiadas sujeitas à flexão pura após incêndios. Também é apresentado um modelo tridimensional, não linear, em elementos finitos capaz de prever o comportamento térmico e mecânico (residual) deste tipo de elemento estrutural. As vigas não apresentaram redução significativa na sua resistência residual até 120 min. de exposição ao fogo, caracterizando um bom desempenho após incêndio. O modelo numérico mostrou-se preciso na previsão das temperaturas e da carga de ruptura residual quando comparado aos resultados experimentais.

Palavras-chave: viga; concreto armado; resistência residual; após incêndio; análise experimental e numérica.

Citar como: R. G. S. Pereira, T. A. Carvalho Pires, D. Duarte, J. J. Rêgo Silva (2019), "Avaliação da resistência mecânica de vigas em concreto armado após o incêndio", Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 93 – 105, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.299>

¹ Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Assess of residual mechanical resistance of reinforced concrete beams after fire

ABSTRACT

This paper presents an experimental program to determine the residual strength of simple supported reinforced concrete beams subject to bending after fire. Also presented is a three-dimensional, nonlinear finite element model capable of predicting the thermal and mechanical (residual) behavior of this type of structural element. The beams presented up to 120 min. of fire exposure, a good performance after fire, not having a significant reduction in their residual resistance, and the numerical model was accurate in the prediction of the temperatures and the residual burst load when compared to the experimental results.

Keywords: beam; reinforced concrete; residual strength; after fire; experimental and numerical analysis.

Evaluación de la resistencia mecánica de vigas en hormigón armado después del incendio

RESUMEN

Este artículo presenta un programa experimental para determinar la resistencia residual de vigas en hormigón armado bi-apoyadas sujetas a la flexión pura después de los incendios. También se presenta un modelo tridimensional, no lineal, en elementos finitos capaces de predecir el comportamiento térmico y mecánico (residual) de este tipo de elemento estructural. Las vigas presentaron hasta 120 minutos de exposición al fuego, un buen desempeño después de incendio, no presentando una reducción significativa en su resistencia residual, y el modelo numérico se mostró preciso en la previsión de las temperaturas y de la carga de ruptura residual cuando comparado a los resultados experimentales.

Palabras clave: viga; hormigón armado; resistencia al fuego; análisis experimental y numérico.

1. INTRODUÇÃO

Devido a urbanização brasileira, a preocupação com a segurança contra incêndio em edificações no Brasil tem aumentado. Mais do que isto, torna-se cada vez mais comum para engenheiros e arquitetos terem seus serviços requisitados para avaliar e recuperar estruturas em edificações após incêndios.

Para se ter uma ideia deste mercado, a Região Metropolitana do Recife, capital do estado de Pernambuco -Brasil, com 4.046.845 habitantes, registrou no triênio 2011 – 2013, uma média de 1.634 incêndios por ano em edificações, em sua predominância residenciais conforme levantado por Corrêa et. al., (2015). Este número chama atenção da comunidade técnica local para a necessidade do aprofundamento no entendimento do comportamento estrutural da edificação em situação de incêndio, durante seu resfriamento e após o incêndio.

A priori, o concreto armado apresenta vantagens em situação de incêndio, cita-se, por exemplo: ser incombustível, não exalar gases tóxicos, não possuir (geralmente) seções delgadas e ter baixa condutividade térmica, retardando o aumento de temperatura para o interior da peça e, conseqüentemente, minimizando os danos provocados pelo incêndio no que diz respeito a redução das propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

Neville (1997) ratifica este bom desempenho do concreto no que se refere a resistência ao fogo, ou seja, o tempo que fica exposto ao fogo com desempenho satisfatório é relativamente grande, não ocorrendo desprendimento de gases tóxicos. Entende-se como desempenho satisfatório a

capacidade de suportar cargas, a resistência a penetração de chamas e a resistência a transferência de calor.

Porém, é igualmente conhecido que as altas temperaturas alcançadas no incêndio, provocam fenômenos físicos e químicos que resultam na redução das propriedades mecânicas, isto é, na resistência à compressão, tração e módulo de elasticidade, dos materiais constituintes (aço e concreto), além do fenômeno do lançamento (spalling) que podem comprometer a capacidade resistente do elemento estrutural (PIRES,2007).

Dentre as causas que podem levar uma estrutura sujeita a altas temperaturas ao colapso, Morales (2011) destaca a temperatura máxima atingida, o tempo de exposição, o traço do concreto, o tipo de estrutura, o elemento estrutural e a velocidade de resfriamento.

Após o incêndio e o resfriamento da estrutura à temperatura ambiente, a resistência residual da estrutura de concreto é o principal parâmetro para avaliar o nível de danos e a segurança da estrutura, tendo uma influência considerável no trabalho de recuperação estrutural (GUO E SHI, 2011).

Silva (2012), também enfatiza que o valor da resistência após o resfriamento depende da temperatura atingida durante o incêndio e da velocidade de resfriamento, quanto mais rápido o resfriamento, mais prejudicial será para resistência do concreto.

Pesquisas experimentais, tais como as realizadas por Guo e Shi (2011) e Maraveas et. al. (2017), respectivamente, determinaram a redução das propriedades mecânicas residuais do concreto e aço após o aquecimento a patamares de temperatura. A Figura 1 resume estes resultados.

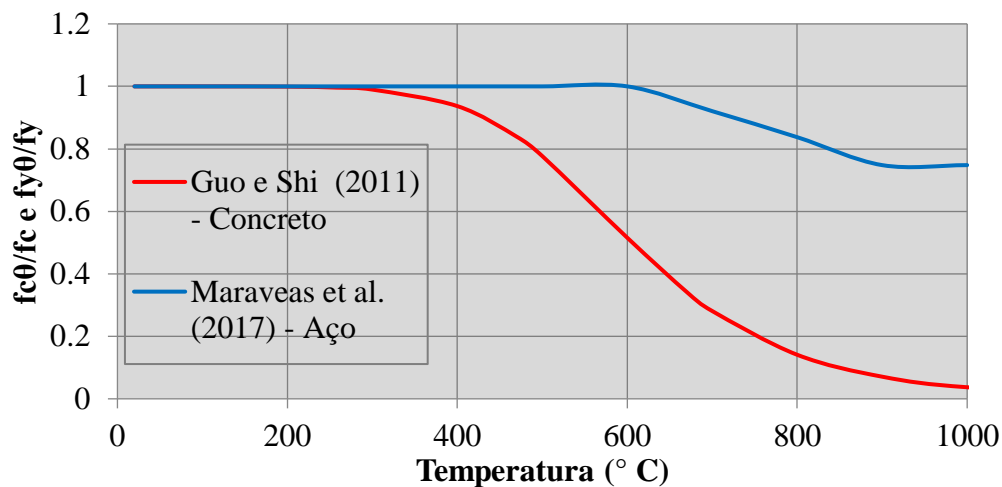


Figura 1. Fatores de redução para a resistência residual à compressão do concreto e para o escoamento do aço após o resfriamento.

A elevação da temperatura no aço provoca redução em sua resistência. Após seu resfriamento, o aço pode, em certas circunstâncias, recuperar sua resistência inicial. Transformações em sua cristalografia, obtidas a temperaturas acima do ponto eutético (aproximadamente 720° C), impedem parcialmente a recuperação da resistência, sendo assim, há uma perda residual da resistência (SMITH et al. 1981, apud SILVA et al., 2006). Este fator de redução é apresentado na Figura 1. Ressalta-se, no entanto, que a literatura internacional apresenta diversos valores para a redução das propriedades mecânicas dos materiais após incêndio e, por muitas vezes, com valores bastante divergentes. Isso demonstra a necessidade de mais pesquisas para se obter um consenso. Este trabalho tem por objetivo simular de uma forma experimental o impacto ocasionado por um incêndio em vigas de concreto armado. Em seguida, um modelo numérico desenvolvido no programa de elementos finitos ABAQUS será apresentado de forma a avaliar a resistência mecânica residual destas vigas. Neste sentido espera-se contribuir para o procedimento de

avaliação de estruturas de concreto armado após incêndios, apresentando uma estratégia válida para este fim.

2. MODELO EXPERIMENTAL

O programa experimental desenvolvido nesta pesquisa foi realizado no Laboratório de Estruturas e Materiais do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco e na Escola Técnica Francisco Adrissi Ximenes Aguiar (SENAI – FAXA), do município do Cabo de Santo Agostinho – PE.

No programa experimental foram testadas 12 vigas de concreto armado com comprimento de 1,20 m e seção transversal de 0,12 mx0,20m, representando a base e a altura respectivamente. A resistência à compressão do concreto, após 60 dias, é de $f_c=47,6$ MPa e foi determinada, por média aritmética, através de 4 corpos de prova cilíndricos com dimensões 0,10 m x 0,20 m.

O concreto foi dosado e possuía as características apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1. Características do concreto

Descrição	Valor
Cimento CP II F32	837 kg
Areia Branca - Jazida	1809 kg
Areia Média	603kg
Brita 25mm	3741 kg
Água	456 l
Retardador de Pega MBT 61R	2,637 l
Traço em massa (cimento : areia : brita)	1 : 2,88 : 4,47
Fator água/cimento	0,54
Resistência à compressão aos 28 dias de projeto (f_{ck})	30 MPa
Slump	60 ± 10mm
Resistência à compressão média na época dos ensaios (60 dias)	47,6 MPa
Umidade em massa	4,4%
Densidade seca	2400 kg/m ³

Na armadura longitudinal positiva foram utilizadas 2 barras $\phi=10$ mm, Aço CA-50, e para armadura transversal $\phi_t=6,3$ mm, Aço CA-60, com espaçamento próximo aos apoios de 60mm e 80mm na região central da viga. Na parte superior da viga, foram utilizadas 2 barras $\phi_m=6,3$ mm, Aço CA-60, como armaduras de montagem, apenas com a função de porta-estribo. O cobrimento c_1 do concreto (distância entre a face e o eixo da armadura longitudinal), conforme NBR 15200:2012, foi de 30 mm.

O ensaio ocorreu após 60 dias de cura das amostras e consiste de duas etapas. Primeiro, o aquecimento das vigas conforme a curva da Figura 2. Nesta etapa não há aplicação de carga mecânica. Em seguida, após 24 horas, tempo para o resfriamento, a carga mecânica era aplicada até a ruptura conforme o modelo da Figura 4 (c).

Três vigas foram ensaiadas em temperatura ambiente, ou seja, sem aquecimento para determinar a redução da resistência residual.

O aquecimento das vigas, sem aplicação de carga mecânica, deu-se em três baterias de ensaios ao fogo com durações de 60 min., 120 min. e 210 min., que correspondiam aos limites programáveis no forno, sendo três amostras (vigas) para cada bateria. A curva de aquecimento está representada na Figura 2.

Ratificamos que estes testes não são ensaios padrão de resistência ao fogo. Devido a limitação do forno utilizado, a curva do incêndio-padrão (NBR15200:2012) não pôde ser adotada. Para fins de comparação, esta curva também está representada na Figura 2.

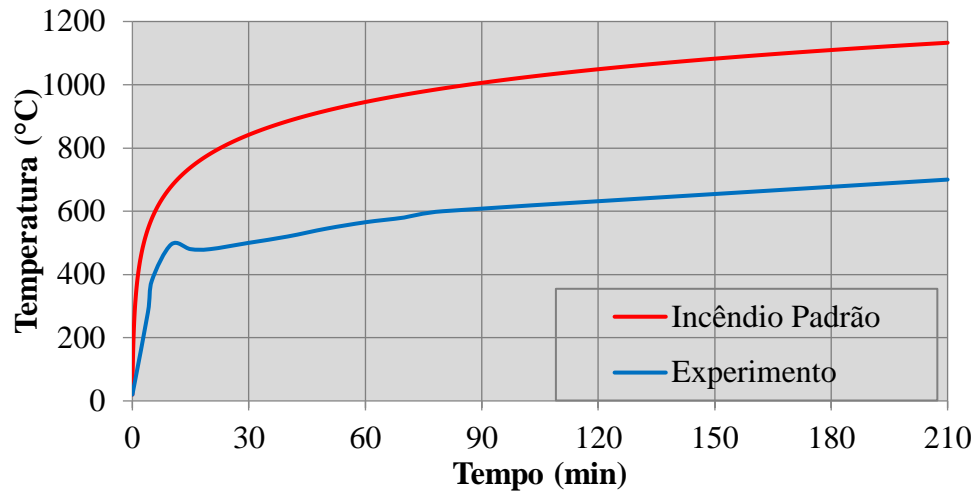


Figura 2. Temperatura dos gases no interior do forno durante o aquecimento para todos os experimentos

Na tabela 2 são apresentadas as características do forno utilizado nas exposições das vigas à temperaturas elevadas. A Figura 3 apresenta a foto deste forno.

Tabela 2. Características forno utilizada nas exposições

Características do forno	
Dimensões externas	2,6 x 2,35 x 1,6 m
Dimensões internas	2,1 x 1,00 x 1,00 m
Potência do queimador utilizado	402.000 kcal/h
Combustível	Gás natural



Figura 3. Forno utilizado nas exposições

As vigas foram expostas ao fogo em 3 faces, considerando a pior situação em situação de incêndio. A face comprimida da viga foi isolada com a manta de fibra cerâmica (material isolante) no interior

do forno conforme ilustrado na Figura 4 (b) para garantir que o topo da viga não fosse aquecido por condução. As temperaturas no interior da peça estrutural e dos gases no interior do forno foram monitoradas por 20 termopares tipo K, sendo 16 termopares ao longo da viga conforme a Figura 5 e 4 termopares localizados no topo do forno.

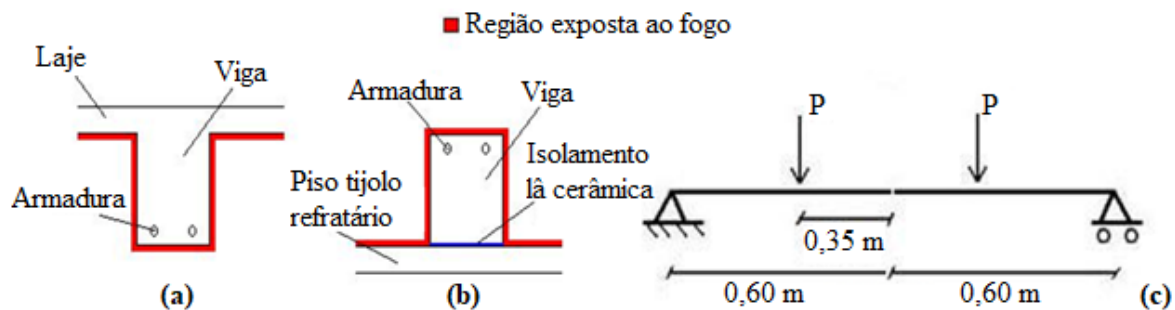


Figura 4. Esquema das vigas: na situação real (a), durante o aquecimento (b) e nos ensaios mecânicos (c)

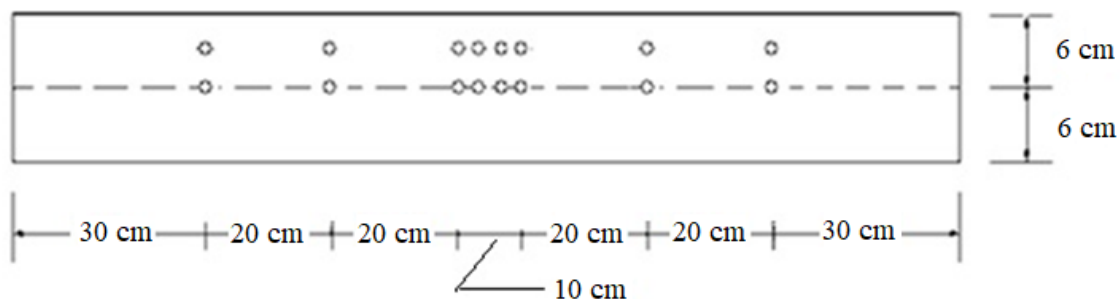


Figura 5. Localização dos termopares ao longo da viga (vista de topo)

O ensaio mecânico das vigas ocorreu após o seu resfriamento a temperatura ambiente. A carga foi aplicada por uma prensa hidráulica cuja capacidade máxima de carga era 3000kN, conforme Figura 6. Durante todo o ensaio mecânico a carga mecânica aplicada a viga foi registrada por células de carga de 300kN. O esquema de ensaio é apresentado na Figura 4 (c) onde as vigas foram carregadas até a ruptura. A velocidade de aplicação de carga foi de 1 kN/s.



Figura 6. Prensa usada para os ensaios de flexão de vigas

3. MODELO NUMÉRICO

3.1 Propriedades Geométricas das vigas

Neste trabalho o modelo numérico tridimensional, não linear, em elementos finitos para análise das vigas de concreto armado foi desenvolvido no programa ABAQUS/Standard (2013).

As propriedades geométricas do modelo seguem estritamente o descrito no programa experimental.

3.2 Tipo de Elemento Finito

A biblioteca do ABAQUS dispõe de uma variedade de elementos finitos de diferentes tipos como Sólidos, Shell, Membrane, Frame, entre outros.

Nesse estudo, na análise térmica, para discretização das respectivas vigas, utilizou-se dois tipos de elementos finitos, sendo eles:

- DC3D8, sendo o mesmo 3D, de formação linear e composto por 8 nós, para o concreto e armadura longitudinal;
- DC1D2, elemento 1D, ou seja, link, com formação linear e composto por 2 nós, utilizado na armadura transversal.

Já para análise mecânica foram adotados os seguintes elementos:

- C3D20R, elemento do tipo sólido, utilizado na discretização do concreto. Trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D), com vinte nós (20), integração reduzida e tem a opção *hourglass control*, que permite melhorar a resolução de problemas relacionados com a obtenção de soluções oscilatórias, exibindo modos espúrios, ou seja, quando a matriz se torna singular ou quase singular (quando a matriz não admite inversa). Apresenta formação quadrática e três graus de liberdade de translação em cada nó;
- C3D6, elemento do tipo sólido, utilizado na discretização da armadura longitudinal. Trata-se de um elemento contínuo (C), tridimensional (3D) e com seis nós (6).
- T3D2, elemento de treliça que possui dois nós, apresentando três graus de liberdade por nó, referente as translações nas direções x, y e z. Este elemento foi utilizado na discretização da armadura transversal.

A Figura 7 ilustra os tipos de elementos utilizados no modelo numérico.

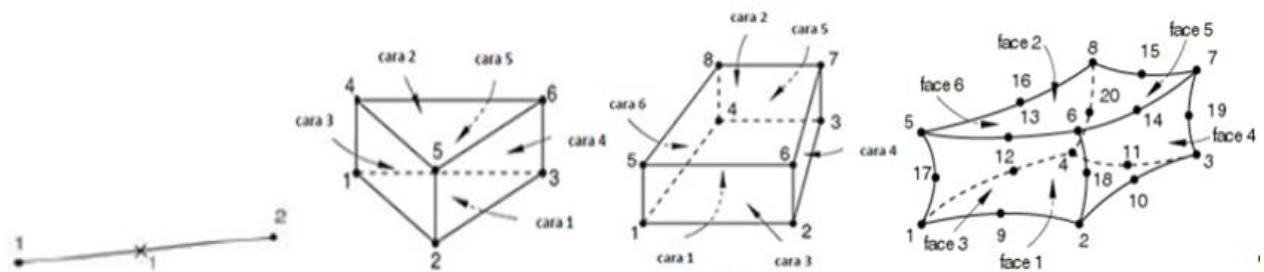


Figura 7. Elemento finito de dois nós, elemento finito triangular prismático de seis nós, elemento finito hexaedro de oito nós, elemento finito hexaedro de vinte nós, respectivamente.

(RODRIGUES et. al. (2016))

3.3 Malha de Elemento Finito

As vigas de concreto armado foram discretizadas na análise térmica em elementos de 10 mm x 10 mm x 10mm para o concreto, 20 mm x 20 mm x 20mm para armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal. Já para análise mecânica foram discretizadas malhas de 50 mm x 50 mm x 50mm para o concreto, 40 mm x 40 mm x 40mm para a armadura longitudinal e 20mm para armadura transversal.

Na análise mecânica, a dimensão da malha foi aumentada em relação à análise térmica, para que o tempo de processamento de cálculo do mesmo não aumentasse, tendo em vista que, após avaliação

de uma malha mais refinada (10mm e 20mm), constatou-se que não haveria melhoria significativa nos resultados da análise.

Portanto, para cada tipo de análise (térmica e mecânica), foram gerados aproximadamente 49066 e 2514 elementos, conectados entre si por 56808 e 9907 nós, respectivamente.

3.4 Propriedades dos Materiais

As propriedades térmicas e mecânicas e dos materiais das vigas de concreto armado foram admitidas conforme a NBR 6118 (2014), NBR15200 (2012) e NBR14323 (2013).

Para análise térmica é necessária a definição da massa específica, coeficiente de dilatação térmica, condutividade térmica e calor específico para o concreto e aço em função da temperatura. No modelo adotou-se os valores recomendados pelas NBR15200 (2012) e NBR14323 (2013). A massa específica pode ser considerada constante sem maiores prejuízos para os resultados, por isso, no modelo numérico adotou-se os valores de 7850 kg/m³ e 2400 kg/m³ para o aço e concreto respectivamente.

Já para a análise mecânica é necessária a definição do módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e das propriedades plásticas dos materiais em função da temperatura.

Quando se considera que a estrutura sofrerá deformações finitas, deve-se considerar as tensões (σ) e deformações (ε) com base na geometria real da estrutura deformada. Os valores verdadeiros são dados pelas equações (1) e (2).

$$\varepsilon = \ln(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (1)$$

$$\sigma = \sigma_{nom}(\varepsilon_{nom} + 1) \quad (2)$$

No ABAQUS é considerado o comportamento plástico do material definido por essas medidas, com a tensão verdadeira relacionada à parcela plástica da deformação verdadeira (SILVA, 2006).

As propriedades mecânicas dos materiais em temperatura ambiente foram definidas no programa experimental, ou seja, resistência à compressão de 47,6 MPa para o concreto e tensões de escoamento de 500 MPa e 600 MPa para o aço das armaduras longitudinais e transversais, respectivamente. O módulo de elasticidade adotado para o aço foi 210 GPa.

Para determinar o valor residual das propriedades mecânicas foram considerados os coeficientes propostos por Guo e Shi (2011) e Maraveas et al. (2017), respectivamente, para o concreto e aço, uma vez que, eram os valores mais atuais apresentados neste estudo.

O coeficiente de Poisson também pode ser considerado constante, e adotou-se os valores de 0,3 e 0,2, respectivamente, para o aço e concreto.

3.5 Condições de Contorno, Carregamento e contato.

Para simular a ação térmica no modelo foram utilizados dois tipos de superfícies ao redor da viga sujeitos a altas temperaturas, nomeadamente, *filmcondition* e *radiation*, que traduzem, respectivamente, os fenômenos de transferência de calor por convecção e radiação. De salientar ainda que foi considerado o valor de 0,95 para a emissividade do concreto. Foi adotado o valor 25 W/m² para o coeficiente de transferência de calor por convecção.

O contato no modelo térmico entre o concreto e as armaduras longitudinais e transversais foi modelado com comportamento *Tie*, simulando o contato perfeito, para que não houvesse perda de calor.

Já no modelo mecânico, o contato entre o concreto e as armaduras foi feito pela função *Embeddedregion*, com objetivo de garantir uma solidariedade perfeita entre os materiais, conforme hipótese fundamental da teoria do concreto armado.

Para simular a condição de apoio bi-apoiada do experimento, no modelo numérico restringiu-se todos os graus de liberdade de translação dos nós na região de um dos apoios e, no lado oposto,

todos os graus de liberdade exceto a na direção longitudinal da viga caracterizando apoios do 2º e do 1º gênero, respectivamente. A distância entre os apoios foi 1,20 m seguindo o vão experimental (Figura 8).

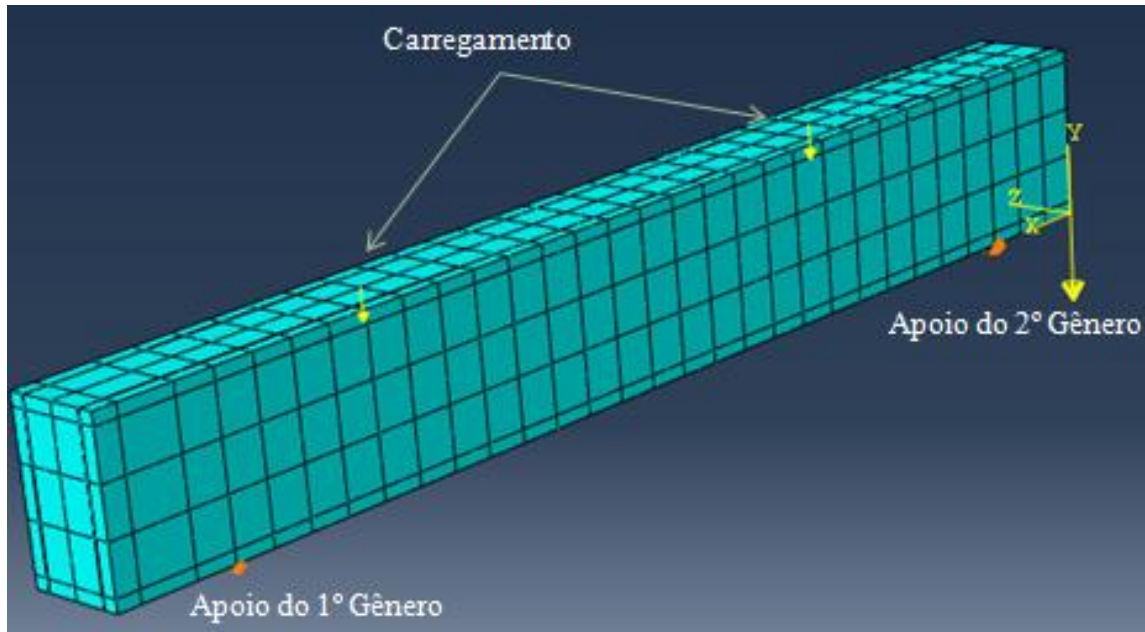


Figura 8. Modelo numérico utilizado na análise de elementos finitos.

Conforme o experimento, duas cargas concentradas iguais foram aplicadas, até a ruptura, na face superior da viga modelada numericamente e equidistantes do meio do vão, ou seja, 0,35 m, com velocidade de 1 kN/s, conforme a Figura 4 (c). O comando auxiliar *constraint coupling*, localizado no menu *interaction* no ABAQUS, que tem a função de evitar a concentração de esforços no ponto de aplicação da carga concentrada, também foi utilizado. Além destas cargas o peso próprio da viga também foi considerado.

Por fim, ressalta-se que o parâmetro de não-linearidade geométrica foi ativado (*NLGEOM=ON), para que fosse considerado o efeito de grandes deslocamentos.

4. RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

4.1 Análise das Temperaturas

Nesta seção foram comparadas as temperaturas da viga de concreto registradas durante os experimentos com as obtidas através do modelo numérico.

As Figuras 9, 10 e 11 (a) apresentam a comparação das temperaturas na seção transversal da viga obtidas através do modelo numérico e medidas durante o ensaio. O ponto escolhido para comparação está representado nas Figuras 9, 10 e 11 (b), em vermelho. Este ponto era um dos pontos onde havia termopares posicionados no experimento, permitindo assim a comparação numérico-experimental. O gradiente de temperatura na seção de concreto é obtido através dos resultados numéricos e é representado nas mesmas Figuras 9, 10 e 11 (b).

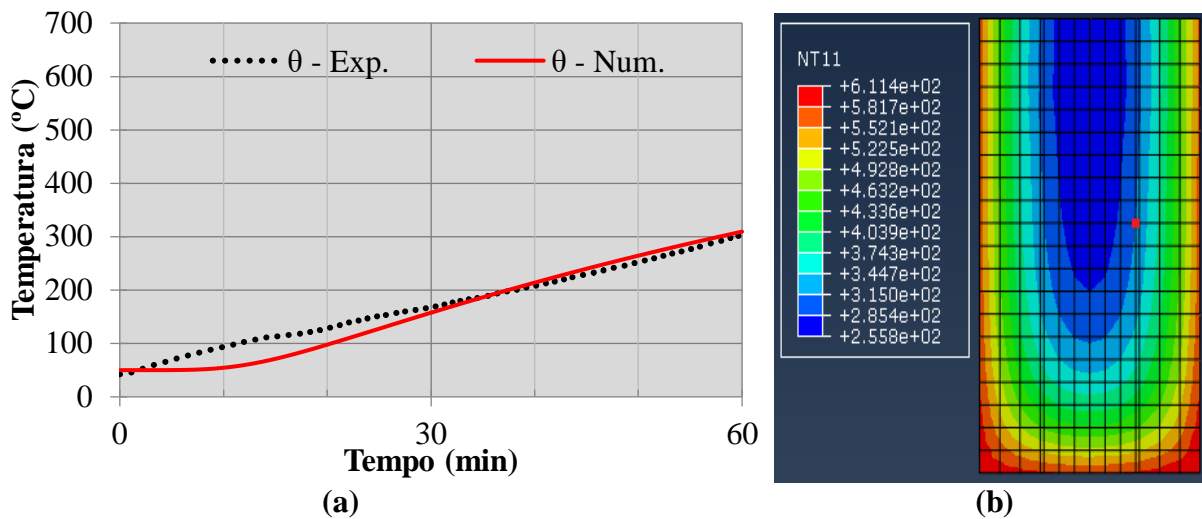


Figura 9. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 60min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 60\text{min}$ (b).

Nas três baterias de ensaio, ou seja, 60 min., 120 min. e 210 min., as temperaturas experimental e numérica para o concreto apresentaram valores muito próximos, evidenciando uma forte correlação entre estes resultados (Figuras 9, 10 e 11). Observa-se alguma divergência para temperaturas em torno dos 100°C. Pode-se atribuir esta diferença ao movimento do vapor d'água no interior do concreto e não fielmente representado neste modelo. Para tal, é necessário o desenvolvimento de modelo termo – hidráulico – mecânico para esta análise.

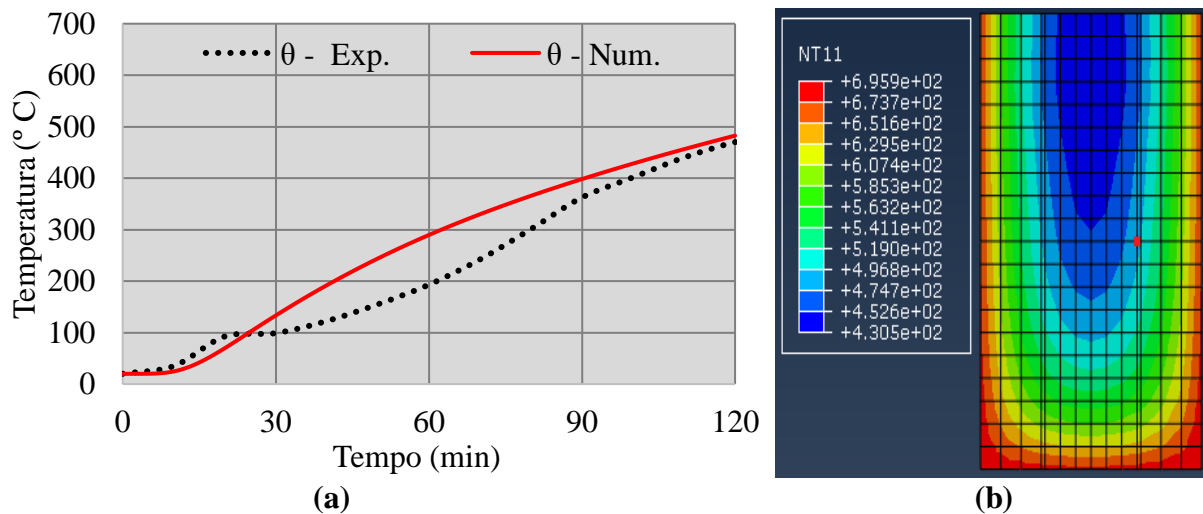


Figura 10. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 120min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 120\text{min}$ (b).

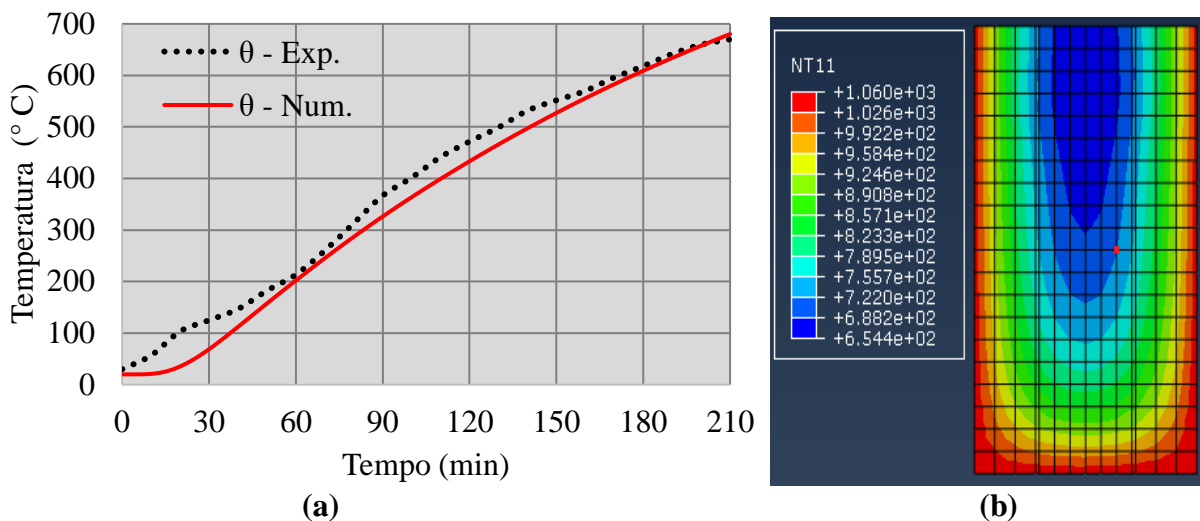


Figura 11. Evolução das temperaturas no concreto, num. x exp., no ensaio de 210min (a) e gradiente de temperatura na seção transversal, no meio do vão, no instante $t = 210\text{min}$ (b).

Fica evidente a baixa condutividade do concreto gerando altos gradientes de temperatura (Figuras 9, 10 e 11). Este gradiente pode contribuir para a ocorrência de lançamentos, principalmente nos cantos vivos da seção transversal. No ensaio experimental realizado não houve lançamento, provavelmente por ser um concreto com resistência não tão elevada ($f_c=47,6\text{ MPa}$) e apresentar baixa umidade (4,4%).

Por outro lado, a baixa condutividade do concreto retarda o aumento de temperatura na região das barras de aço e no núcleo interior da peça de concreto, permitindo que a mesma conserve sua resistência por mais tempo e, conseqüentemente, tendo um melhor desempenho em situação de incêndio.

Destaca-se que próximos aos 100°C , as curvas de crescimento da temperatura apresentaram um curto período de tempo (em torno de 10min.) sem aumento significativo. Isto é resultante da mudança de estado da água livre existente nas peças. Este fenômeno também foi observado em corpos de prova de experimentos anteriores e é reportado por Kalifa et al. (2000). Como dito anteriormente, neste trecho o modelo numérico não acompanha fielmente este comportamento, porém, mesmo assim, apresenta uma aproximação aceitável dos resultados, ou seja, diferença máxima inferior aos 50°C .

Sendo assim, pode-se concluir que o modelo numérico foi capaz de representar a distribuição de temperaturas nas vigas de concreto armado com resultados muito próximos dos registrados experimentalmente.

4.2 Análise Mecânica

Nesta seção foram apresentadas a resistência residual após o resfriamento das vigas de concreto ensaiadas, assim como o valor numérico.

De forma a permitir a comparação entre as cargas obtidas numericamente e experimentalmente, adotou-se como critério de falha o valor do deslocamento vertical no meio do vão (flecha) para a carga máxima suportada pela viga. Este valor foi definido conforme a expressão recomendada pela NBR 6118 (2014) para estruturas de concreto fissuradas em função da carga de ruptura aplicada a viga.

A Tabela 3 apresenta a comparação da carga de ruptura das vigas de concreto armado obtidas no programa experimental e através do modelo numérico.

Tabela 3. Carga de Ruptura experimental e numérica

Experimento	Flecha no meio vão (mm)	Carga Ruptura Experimental (kN)	Carga Ruptura numérica (kN)	Erro (%)
Ambiente	5,3	78,6	74,5	5,2
60 min.	5,2	77,2	73,5	4,9
120 min.	5,2	75,6	70,8	6,4
210 min.	3,7	47,6	44,9	5,7

Os aquecimentos de 60min e 120min não foram suficientes para reduzir significativamente a resistência residual da viga de concreto armado. Observa-se que as temperaturas desenvolvidas na seção não foram grandes o suficiente para provocar uma degradação dos materiais constituintes até 120 min. de exposição. Isto demonstra o bom desempenho, das estruturas de concreto armado quando submetidas à incêndios. Já o aquecimento de 210min provocou uma redução considerável na resistência residual da mesma, a carga de ruptura nesta situação foi de 47,6 kN, ou seja, 60% da carga de ruptura ambiente (Tabela 3).

Por fim observa-se que todos resultados numéricos tiveram uma tendência muito semelhante às obtidas experimentalmente com erros inferiores a 7% na determinação da carga de ruptura das vigas de concreto armado. Dessa forma o modelo é válido e preciso para prever o comportamento estrutural residual de vigas de concreto armado submetida a flexão pura após o incêndio.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um programa experimental para determinar a resistência residual de vigas de concreto armado após um incêndio. Complementarmente um modelo numérico tridimensional, não linear, desenvolvido em elementos finitos capaz de simular o comportamento térmico e mecânico deste tipo de elemento estrutural foi apresentado. Baseado nestes resultados pode-se destacar o seguinte:





- As vigas de concreto armado apresentaram um bom desempenho residual após incêndio, resistindo a 120min sem perda de resistência;
- A abordagem numérica desenvolvida para análise térmica produziu resultados bastante satisfatórios quando comparados com os obtidos experimentalmente;
- A abordagem numérica desenvolvida para análise mecânica residual produziu resultados precisos com erros inferiores a 7% quando comparados com o experimento;
- O modelo numérico apresentado pode ser utilizado para prever o comportamento térmico e mecânico (residual) de vigas de concreto armado bi-apoiadas após o incêndio;

6. REFERÊNCIAS

- ABAQUS/CAE (2013), “*Standard User’s Manual, version 6.13*”, Simulia Corp., USA,
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), “*NBR-6118: Projeto de Estruturas de Concreto*”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2013), “*NBR-14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio - procedimento*”. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012), “*NBR-15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio*”. Rio de Janeiro.

- Corrêa, C., Rêgo Silva, J. J., Pires, T. A., Braga, G. C. (2015), “*Mapeamento de Incêndios em Edificações: Um estudo de caso na cidade do Recife*”. Revista de Engenharia Civil IMED, V. 2, Nº. 3, 2015. <https://doi.org/10.18256/2358-6508/rec-imed.v2n3p15-34>
- International Organization for Standardization (1999), “*ISO 834 Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements*”.
- Guo, Z., Shi, X. (2011), “*Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures*”. Elsevier, eBook ISBN: 9780123869630, 336p.
- Kalifa, P. et al. “*Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures*” (2000). Cement and concrete Research nº 30. 1915-1927. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00384-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00384-7)
- Maraveas, C., Fasoulakis, Z., Tsavdaridis, K. D. (2017), “*Post-fire assessment and reinstatement of steel structures*”. Journal of structural fire engineering, v. 8, n. 2, p. 181-201. <https://doi.org/10.1108/JSFE-03-2017-0028>
- Morales, G., Campos, A., Fagarello, A. M. P. (2011), “*The action of the fire on the components of the concrete*”. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan. /mar. DOI: [10.5433/1679-0375.2011v32n1p47](https://doi.org/10.5433/1679-0375.2011v32n1p47)
- Neville, A. M. (1997), “*Propriedades do concreto*”. 2ª ed, Pini.
- Pires, T. A. (2007), “*Gerenciamento de riscos de incêndio: Avaliação do impacto em estruturas de concreto armado através de uma análise experimental de vigas isostáticas*”. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Pernambuco
- Pires, T. A., Rodrigues, J. P. C., e Silva, J. J. R. (2012), “*Fire resistance of concrete filled circular hollow columns with restrained thermal elongation.*”, Journal of Constructional Steel Research, v. 77, pp. 82-94. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.03.028>
- Rodriguez, G., Bonilla, J., Hernandez, J. (2016), “*Modelación numérica de vigas continuas de gran peralte de hormigón armado*”. Revista Ingeniería de Construcción, 2016, vol.31, n.3, p. 163-174. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732016000300002>
- Santiago Filho, H. A., Pereira, R. G., Pires, T. A., et. al. (2017), “*Analysis of a reinforced concrete slab in a fire situation*”. Anais 59º IBRACON – Congresso brasileiro do concreto.
- Smith, C. I., Kirby B. R., Lapwood, D. G., Cole, K. J., Cunningham, A. P., Preston, R. R. (1981), “*The Reinstatement of Fire Damaged Steel Framed Structures*” Fire Safety Journal, 4 p. 21-62. [https://doi.org/10.1016/0379-7112\(81\)90004-7](https://doi.org/10.1016/0379-7112(81)90004-7)
- Silva A. L. R. C. (2006), “*Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial*”, Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, p. 205,
- Silva, V. P., Fakury, R. H., Rodrigues, F. C., Pannoni, F. D. (2006), “*A real fire in small apartment – a case study*”. Anais do 4th structures in fire. Aveiro.
- Silva, V. P. (2012), “*Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio: conforme ABNT NBR 15200:2012*”. São Paulo, Blucher.

Resistência à compressão e microestrutura de concreto fabricado com materiais à base de cimento supersulfatado de origem vulcânica expostos a um ambiente de sulfato

K. Cabrera Luna¹ , J. I. Escalante García² , D. Nieves Mendoza³ , E. E. Maldonado Bandala^{3*} 

Autor de Contato: erimaldonado@uv.mx
DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.374>

Recepção: 09/12/2018 | Aceitação: 29/12/2018 | Publicação: 30/12/2018

RESUMO

Esta pesquisa apresenta os resultados de concretos fabricados com cimentos supersulfatados (SSC) com bases de materiais vulcânicos. Os concretos foram curados sob duas condições, uma por 24 h a 25°C e outra por 22 h a 60°C e depois a 25°C. As amostras foram expostas a duas condições, a seco em condições de laboratório e imersos em solução com 3,5% de CaSO₄ a 25°C por até 180 dias. Após 180 dias, o concreto com um cimento composto de 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM exposto à solução de CaSO₄ atingiu uma resistência à compressão de 46 MPa e 44 MPa em condições secas de laboratório. A microestrutura foi analisada por microscopia eletrônica de varredura, espectroscopia de dispersão de energia e DRX, mostrando que os principais produtos de hidratação são C-S-H e etringita.

Palavras-chave: concreto supersulfatado; pedra-pomes; resistência à compressão; ambiente de sulfato.

Citar como: K. Cabrera Luna, J. I. Escalante García, D. Nieves Mendoza, E. E. Maldonado Bandala (2019), “Resistencia a la compresión y microestructura de concretos fabricados con cementos supersulfatados base materiales de origen volcánico expuestos a un ambiente de sulfato”, Revista ALCONPAT, 9 (1), pp. 106 – 116, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i1.374>

¹ Universidad Autónoma de Baja California, México.

² Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, Unidad Saltillo, México

³ Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Veracruz, México.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progreso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no terceiro número do ano 2019, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do segundo número do ano de 2019.

Compressive strength and microstructure of concretes manufactured with supersulfated cement based on materials of volcanic origin exposed to a sulfate environment

ABSTRACT

This paper presents the results of concretes manufactured with supersulfated cement (SSC) based on volcanic materials. The concretes were cured under two regimes, one for 24 h at 25 °C and another for 22 h at 60 °C and then at 25 °C. The specimens were exposed to two conditions: dry laboratory conditions and immersed in a solution with 3.5% CaSO₄ at 25 °C for up to 180 days. After 180 days, the concrete with a cementitious compound of 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM reached a compressive strength of 46 MPa exposed to CaSO₄ solution and of 44 MPa in dry laboratory conditions. The microstructure was analyzed by scanning electron microscopy, energy-dispersive X-ray spectroscopy and X-ray diffraction, which showed that the main hydration products are C-S-H and ettringite.

Keywords: supersulfated concrete; pumice; compressive strength; sulfate environment.

Resistencia a la compresión y microestructura de concretos fabricados con cementos supersulfatados base materiales de origen volcánico expuestos a un ambiente de sulfato

RESUMEN

Esta investigación presenta los resultados de concretos fabricados con cementos supersulfatados (SSC) bases materiales volcánicos. Los concretos fueron curados bajo dos regímenes uno por 24 h a 25°C y otro por 22 h a 60°C y luego a 25 °C. Los especímenes fueron expuestos a dos condiciones, en seco en condiciones de laboratorio e inmersos en una solución con 3.5% CaSO₄ a 25°C hasta por 180 días. Después de 180 días, el concreto con un cementante compuesto de 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM expuesto a la solución de CaSO₄ alcanzó una resistencia a la compresión de 46 MPa y 44 MPa en seco en condiciones de laboratorio. La microestructura fue analizada por microscopia electrónica de barrido, espectroscopia por dispersión de energía y DRX, mostró que los principales productos de hidratación son C-S-H y etringita.

Palabras clave: concreto supersulfatado; pómez; resistencia a la compresión; ambiente de sulfato.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material composto mais utilizado no mundo, envolvendo o cimento Portland (PC) como o material da indústria da construção com o maior consumo com uma produção anual de cerca de dois bilhões de toneladas, emitindo o equivalente em toneladas de CO₂ (Shi et al., 2011). O esforço para reduzir a poluição do ar levou à pesquisa e utilização de novos materiais cimentícios mais amigáveis com o meio ambiente, tais como os cimentos supersulfatados (SSC). Devido a sua economia de energia, de baixo carbono e reutilização resíduos (Ding et al., 2014), estes podem reduzir as emissões de CO₂ em 90% em comparação com cimento Portland (Woltron et al., 2015). Os SSC são geralmente compostos de escória de alto-forno granulada, uma fonte de sulfato com hemihidrato (HH) e anidrita (An) e uma pequena quantidade de ativador alcalino, principalmente clínquer de cimento Portland (Kuhl, 1908; Midgley e Pettifer, 1971; Bijen e Niel, 1981; VP Mehrotra et al., 1982; Dutta e Borthakur, 1990; Grounds et al., 1995; Taylor, 1998; Juenger et al., 2011) ou de hidróxido de cálcio e hidróxido de potássio (Kamlet, 1960.). Poucas investigações estudaram cimentos supersulfatados compostos por pozolanas naturais (Cabrera-Luna et al., 2018).

O objetivo desta pesquisa é apresentar o estudo das propriedades mecânicas e da microestrutura do concreto fabricado com SCC composto de um material de pedra-pomes de origem vulcânica. Os concretos foram expostos a seco em condições de laboratório e imersos em uma solução de 3,5% de CaSO₄, iniciando aos 28 dias de idade. Este trabalho é parte de uma pesquisa sobre SSC com material de origem vulcânica (Cabrera-Luna et al., 2018).

2. MATERIAIS

Cimento supersulfatado base pedra-pomes composta por um material de origem vulcânica (PM), com uma área superficial de 600 m²/kg, duas fontes de sulfato: hemihidrato (HH) comercialmente disponível e anidrita (An) subproduto industrial, duas fontes alcalinas: CPC 30R (PC) (ONNCCE, 2014) e óxido de cálcio (CaO) comercialmente disponíveis. A Tabela 1 mostra a composição química dos principais óxidos dos materiais de partida.

O agregado fino era de origem vulcânica com um módulo de finura de 2,84. O agregado graúdo com dimensão nominal máxima de 12,5 mm e densidade volumétrica de 1.388,54 kg/m³. Um superplastificante do tipo policarboxilato foi usado para manter a relação água/ cimento de 0,30 e abatimento de 75 a 100 mm.

Tabela 1. Composição química dos materiais de partida por fluorescência de raios-X (% wt)

Óxidos %wt	SiO ₂	Al ₂ O ₃	K ₂ O	Na ₂ O	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Outros
PM	68.73	14.01	5.45	3.69	2.50	1.64	0.34		3.64
An					0.11	43.83		55.45	0.61
HH	0.94					39.70	0.58	51.69	7.09
PC	17.74	3.97	1.09		3.65	62.71	1.36	4.45	5.03
CaO						87.68	0.35	0.83	11.14

3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Estudos de traço e moldagem das amostras

Quatro traços de concreto foram estudados com base no procedimento proposto pelo Método do Volume Absoluto, publicado pelo ACI 211.1 (ACI Committee 211, 2002), com uma relação água/cimento de 0,30, com 720 kg/m³ de cimento e um abatimento de 75 a 100 mm. Foram utilizados quatro materiais cimentícios diferentes, compostos de: 1) 5% HH-20% PC-75% PM, 2) 15% HH-10% PC-10% CaO-65% PM, 3) 5% An-10% PC -10% CaO-75% PM e 4) 15% An-20% PC-65% PM. A Tabela 2 mostra a quantidade dos componentes do cimento. Um concreto de referência foi feito com 100% de PC (C-R).

Para o ensaio de resistência à compressão, foram fabricados cubos de 100 mm de aresta, de acordo com a norma UNE-EN 12390-1 (AENOR, 2001). As amostras de concreto tiveram um tratamento inicial de cura: uma cura a 25 ° C (T25) por 24 h e outro uma cura térmica inicial a 60°C por 22 h e depois a 25°C (T60).

Após 28 dias as amostras foram expostas a dois ambientes, um seco em condições de laboratório a 25°C (L) e outro consistindo de ciclos de 7 dias imersos em uma solução de 3,5% CaSO₄ a 25°C e 7 dias no laboratório a 25°C (S).

Tabela 2. Composição dos cimentos para os concretos (kg/m³)

Nomenclatura	Pedra-pomes (PM)	Hemihidrato (HH)	Anidrita (An)	Óxido de cálcio (CaO)	Cimento Portland (PC)
	kg/m ³				
C-1	540	36	-	-	144
C-2	468	108	-	72	72
C-3	540	-	36	72	72
C-4	468	-	108	-	144
C-R	-	-	-	-	415

3.2 Caracterização

A resistência à compressão do concreto foi determinada até 180 dias pela aplicação de uma carga com velocidade de 0,4 MPa/s conforme a norma UNE-EN 12390-3 (AENOR, 2003). Os fragmentos dos cubos ensaiados foram secos por 72 h em metanol e, em seguida, em câmara de vácuo a 38°C por um período de 72 h. Em seguida, fragmentos de cubos secos foram montados sobre resina, debastados, polidos e cobertos com uma camada de carbono, estes foram analisados através de um microscópio eletrônico de varredura (MEB, Phillips modelo XL-30ESEM) operado a 20 kV.

4. RESULTADOS

4.1 Resistência à compressão

Os valores relatados representam a média de três cubos. Os resultados da evolução da resistência à compressão do concreto para o regime de cura de T25 expostos em condições secas em laboratório a 25°C (L) e imersos em uma solução de 3,5% CaSO₄ a 25°C (S) até os 180 dias de idade são mostrados na Fig. 1. Aos 28 dias observou-se que o concreto C-2 apresentou a menor resistência com 22 MPa, porém, após 180 dias, a resistência aumentou chegando a cerca de 41 MPa ambas as condições de exposição, sendo superiores ao valor do concreto de referência. Por outro lado, o concreto C-3 alcançou a maior resistência em torno de 44 MPa quando exposto à solução de 3,5% de CaSO₄, sendo 24% superior ao concreto de referência (CR) com a idade de 180 dias. Os valores do desvio padrão das médias foram de $\pm 0,10$ -2,30 MPa.

A Fig. 2 mostra os resultados da resistência à compressão dos corpos de prova para o regime de cura de T60 expostos a condições de laboratório a 25°C e imersos em uma solução de 3,5% de CaSO₄ a 25°C. A resistência à compressão do concreto C-1 e C-3 aos 28 dias alcançou valores em torno de 32 MPa, semelhante ao CR, entretanto, após 180 dias C-1 e C-3 expostos a condições laboratoriais apresentaram em torno de 42 e 44 MPa, respectivamente, sendo superior ao concreto de referência com 36 MPa, enquanto o C-3 imerso em uma solução de 3,5% de CaSO₄ atingiu 46 MPa. A cura inicial favoreceu a resistência inicial e tardia de acordo com resultados anteriores (Cabrera-Luna et al., 2018). Os valores do desvio padrão das médias foram de $\pm 0,17$ -1,76 MPa.

Em geral, observou-se que a composição química e a cura inicial influenciaram o desenvolvimento da resistência de acordo com resultados anteriores (Cabrera-Luna et al., 2018). Esses fatores tiveram um efeito favorável na densificação da matriz, proporcionando resistência ao sulfato de cálcio (Grounds et al, 2003). Por outro lado, o desenvolvimento de resistência de SSC é mais lento em comparação com o cimento Portland (Noor-ul-Amin, 2014), porque o processo de hidratação do SSC é lento em idades precoces, portanto, a resistência à compressão do concreto aumenta acentuadamente em idades avançadas (Ding et al., 2014). O ganho de resistência à compressão

além de 28 dias pode estar relacionado à velocidade dos produtos de hidratação e à morfologia do gesso formado (Cabrera-Luna et al., 2018).

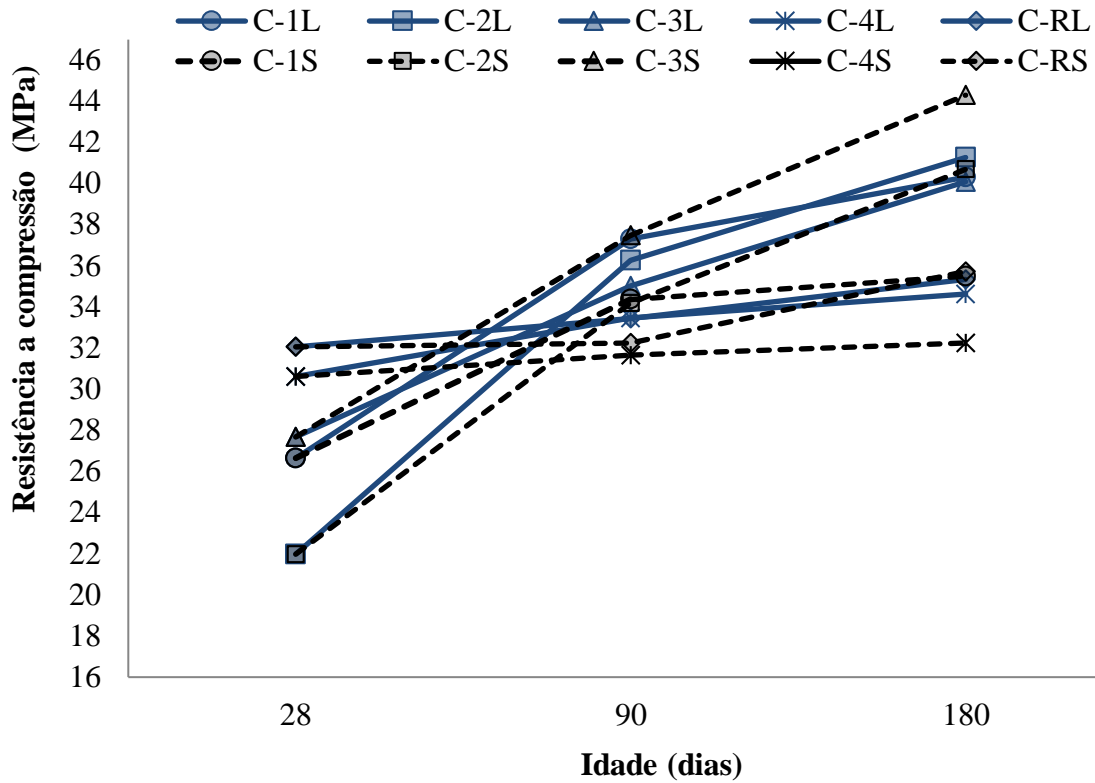


Figura 1. Resistência à compressão de amostras para o regime T25 expostos a seco em condições de laboratório (L) e imersos em uma solução de 3.5% CaSO₄ a 25°C (S).

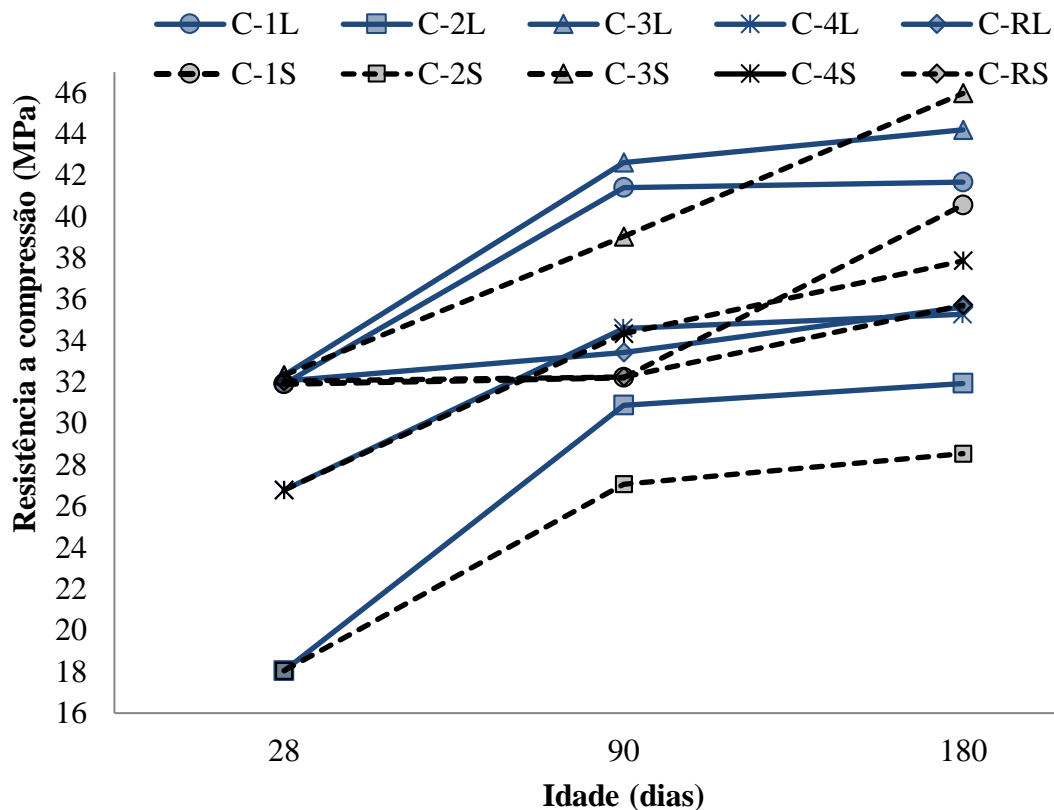


Figura 2. Resistência à compressão de amostras para o regime T60 expostos a seco em condições de laboratório (L) e imersos em uma solução de 3.5% CaSO_4 a 25°C (S).

4.2 Difração de raios-X (DRX)

A Fig. 3 apresenta os padrões de XRD do PM e do cimento composto de 15% An-20% PC-65% PM aos 28 dias, que foi usado para fazer o concreto C-4. Após a ativação química do PM aos 28 dias, observou-se que o halo amorfo do PM diminuiu de intensidade e foi ligeiramente deslocado para a direita, sugerindo que as partículas de PM reagiram com os ativadores para formar os produtos de hidratação, como a etringita, anidrita, gesso e CSH, identificados como as principais fases hidratadas. Os picos de reflexão da anidrita mostram baixa solubilidade e reatividade, o que influenciou na baixa formação de etringita, o que está de acordo com a presença de picos de reflexão de etringita, sugerindo que o desenvolvimento de resistência em idades posteriores é principalmente devido à formação de CSH de acordo com (Cabrera-Luna et al., 2018).

1 Albita 2 Anortita 3 Etringita 4 Anidrita 5 Gesso 6 CSH

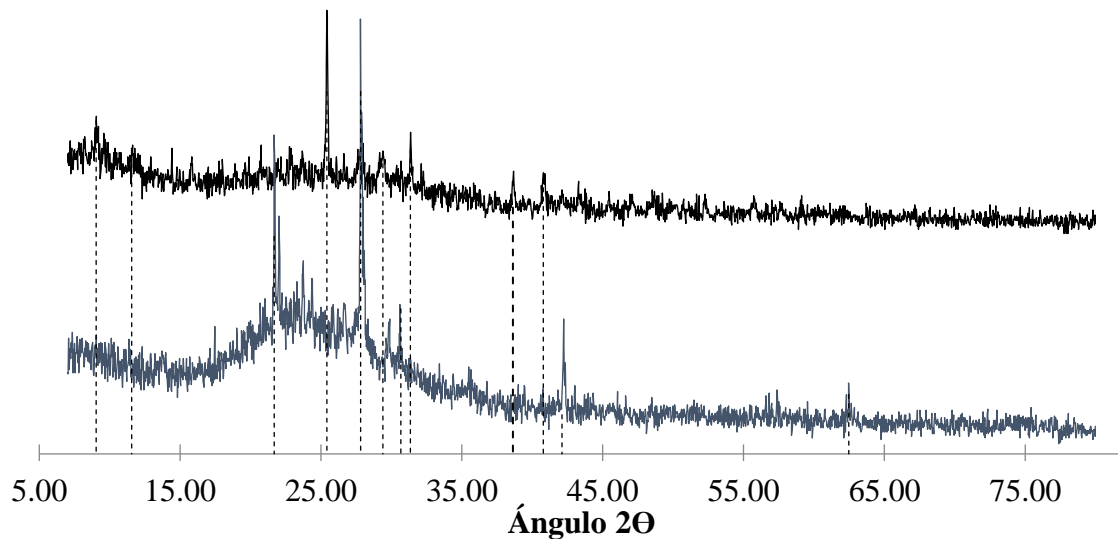


Figura 3. Padrões de DRX del cimento composto 5% An-20%PC -75% PM (C-4)

4.3 Microscopia eletrônica de Varredura (MEV)

A Fig. 4 e a Figura 5 mostram a microestrutura do concreto C-3 (5% An-10% PC-10% CaO-75% PM) para o regime T60 exposto a seco em condições de laboratório a 25°C (L) a 28 dias e imersos em uma solução de CaSO₄ a 3,5% a 25°C (S) aos 90 dias, respectivamente. As imagens foram obtidas usando elétrons retroespalhados. Em todas as micrografias foram observadas partículas de pedra-pomes identificadas por uma morfologia irregular de tamanhos diferentes, sugerindo que nem todas as partículas reagiram para formar produtos de hidratação, além disso, devido ao seu tamanho, é fácil distinguir partículas agregadas que estão embutidas na matriz de produtos de reação.

Partículas de anidrita não foram observadas, sugerindo que os íons Ca⁺ e SO₄²⁻ reagiram com a fase de alumina do PM para formar etringita (Juenger et al., 2011; Sadique et al., 2012; Bazaldúa-Medellín et al., 2015; Gracioli et al., 2017; Rubert et al., 2018). Na Figura 4, a ausência de grãos de PC sugere que eles reagiram com água para formar mais Ca(OH)₂, promovendo a dissolução de PM para produzir C-S-H e outros produtos (Sadique et al., 2012). A microestrutura era densa com trincas causadas pela secagem do gel sob as condições do alto vácuo da coluna do microscópio (Avila-López et al., 2015).

Em geral, a interface matriz-agregado é contínua, não foram observadas fissuras nesta área mostrando boa aderência. Por outro lado, nas amostras polidas a etringita é difícil de detectar, além disso, é facilmente decomposta sob as condições de secagem em alto vácuo da coluna do microscópio (Bazaldúa-Medellín et al., 2015). Entretanto, os espectros de microanálise por raios X (EDS) permitiram sua identificação, mostrando que os principais produtos de hidratação dos concretos de SSC são CSH e etringita distribuídos através da matriz finamente misturada, o que está de acordo com (Cabrera -Luna et al., 2018).

A presença de cristais de etringita proporciona resistência ao invés de expansão (Sadique et al., 2012), estes foram depositados nos espaços dos poros (Wolfe et al., 2001), inicialmente ocupados por água (Cabrera-Luna et al., 2018), densificando a microestrutura da matriz em conjunto com o C-S-H (Bazaldúa-Medellín et al., 2015), melhorando a resistência, assim, essa fase não foi acompanhada de expansão (Wolfe et al., 2001), não houve expansão visível em amostras de concreto após 180 dias. Esses resultados coincidem com os padrões de DRX.

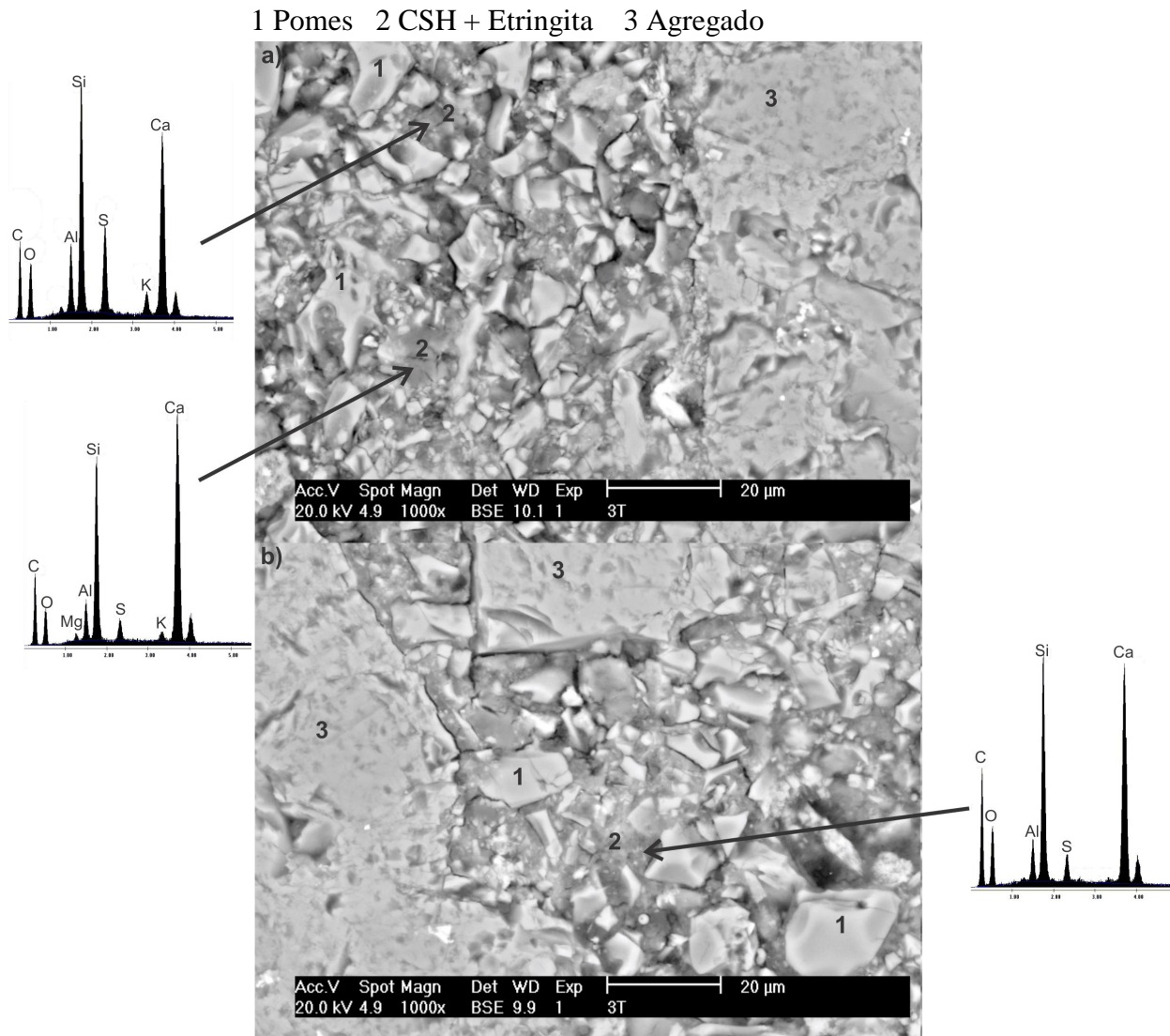


Figura 4. Imagens obtidas por MEV usando elétrons retrodispersados do concreto C-3 (5% An-10%PC-10%CaO-75%PM) para o regime T60 exposto a seco em condiciones de 25°C por 28 dias.

1 Pomes 2 CSH + Etringita 3 PC parcialmente hidratado 4 Agregado

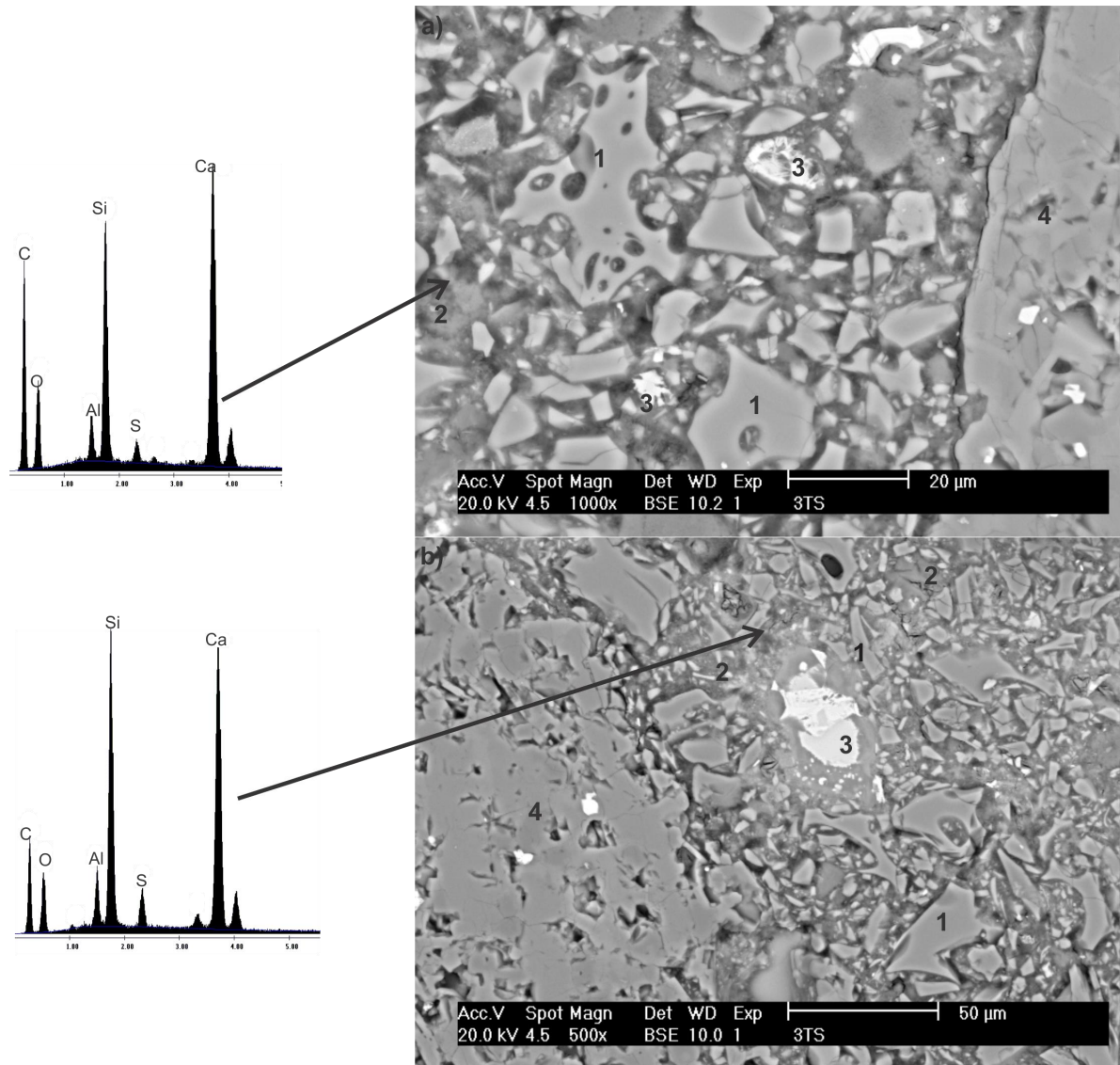


Figura 5. Imagens obtidas por MEV usando elétrons retrodispersados do concreto C-3 (5% An-10% PC-10% CaO-75% PM) para o regime T60 imersos em uma solução de 3.5% CaSO_4 a 25°C por 90 dias.

5. DISCUSSÃO

A degradação do concreto causada por mecanismos de ataque de sulfato depende de fatores como o tipo de cimento, presença de adições minerais, relação água/cimento, tipo de cátion associado ao ânion sulfato, concentração de sulfato, tempo e duração da exposição, ambiente, grau das condições de hidratação e cura (Hossain e Lachemi, 2006; Prasad et al., 2006; Indu Siva Ranjani e Ramamurthy, 2012), além de outros parâmetros como estrutura de poros, permeabilidade, difusividade e propriedades mecânicas (Prasad et al., 2006).

Em concretos fabricados com cimento Portland, o ataque de sulfato depende da disponibilidade de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e C_3A (Hossain e Lachemi, 2006), portanto a composição química do cimento tem papel importante na resistência ao sulfato (Prasad et al., 2006). Os SSCs desta investigação foram de base pedra-pomes vulcânica, sulfato de cálcio e fontes alcalinas; quando expostos à solução de sulfato de cálcio por meio de ciclos úmido e seco, estes apresentaram estabilidade e desenvolvimento de

Resistência à compressão e microestrutura de concreto fabricado com materiais à base de cimento supersulfatado de origem vulcânica expostos a um ambiente de sulfato

resistência, com microestruturas estáveis. Isto sugere que os íons sulfato externos não encontraram condições para descalcificar o Ca(OH)_2 ou C-S-H.

Além disso, a diminuição no consumo de PC reduz a quantidade de aluminatos de cálcio, que já haviam encontrado uma fonte abundante de sulfato de cálcio dos aditivos do SSC, formando assim a etringita que se estabilizou como tal; além disso, o baixo teor de Al do PM e a abundância de sulfato de cálcio também minimizaram a possibilidade de etringita tardia deletéria. No entanto, a expansão não depende apenas da quantidade e do tempo de formação da etringita, a localização da formação também é importante (Wojceich, Marczewska e Jaworska, 1985); Neste caso, a natureza da microestrutura, a taxa de reação dos componentes do SSC, favoreceu uma sequência de reações e a deposição de produtos de reação que mostraram um balanço favorável que resultou em microestruturas resistentes formando cimentos duráveis. Por outro lado, a baixa relação água/cimento utilizada deve ter tido um efeito positivo, reduzindo o volume e a conectividade da rede porosa, o que reduziu a penetração de agentes externos (Indu Siva Ranjani e Ramamurthy, 2012). Em geral, nenhuma degradação física foi observada durante o período do estudo, como fissuras, descolamento, perda de resistência e adesão. Os concretos de SSC parecem adequados para uso em condições marinhas e para a construção de tubulações de esgoto.

6. CONCLUSÕES

A resistência à compressão das amostras curadas a 25°C mostrou que os concretos feitos com compostos cimentícios de 15% HH-10% PC-10% CaO-65% PM e 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM, atingiu em torno de 41 e 44 MPa, respectivamente, quando imersos em uma solução de 3,5% de CaSO_4 .

Os concretos supersulfatados com cimentos compostos de 5% HH-20% PC -75% PM, 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM e 15% An-20% PC -65% PM curados a 60°C apresentaram resistências maiores que o concreto de referência em até 30%, imersas em uma solução de 3,5% de CaSO_4 .

Os principais produtos de hidratação do concreto supersulfatado detectados por DRX, SEM e EDS foram C-S-H e etringita, que proporcionaram uma resistência à compressão favorável quando expostos a condições de laboratório e sulfato de cálcio.

A cura a 60°C por 22 h favorece a resistência em idades precoces e o desenvolvimento em idades posteriores, principalmente a partir de amostras expostas a sulfato em quase todos os concretos.

A microestrutura do concreto com composto cimentício de 5% An-10% PC-10% CaO-75% PM mostrou partículas de PM não reagidas e agregados embutidos em uma estrutura de pasta com matriz relativamente densa.

Em geral, o concreto supersulfatado apresenta valores favoráveis de resistência à compressão quando exposto a uma solução de CaSO_4 a 3,5%, mostrando propriedades adequadas para uso em ambientes marinhos.

7. AGRADECIMENTOS

Agradecimentos ao Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología pela bolsa de estudo a K Luna-Cabrera, e pelo apoio financeiro ao projeto Conacyt FC-2015-2 / 906.

8. REFERÊNCIAS

- ACI Committee 211 (2002), *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91)*.
- AENOR (2001), *UNE-EN 12390-1, Testing hardened concrete. Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds*.

- AENOR (2003), *UNE-EN 12390-3, Testing hardened concrete Part 3: Compressive strength of test specimens*.
- Avila-López, U., Almanza-Robles, J. M., Escalante-García, J. I. (2015), "Investigation of novel waste glass and limestone binders using statistical methods", *Construction and Building Materials*, 82, pp. 296–303. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.02.085.
- Bazaldúa-Medellín, M. E. *et al.* (2015), "Early and late hydration of supersulphated cements of blast furnace slag with fluorgypsum", *Materiale de Construcție*, 65(317), p. e043. doi: 10.3989/mc.2015.06013.
- Bijen, J., Niël, E. (1981), "Supersulphated cement from blastfurnace slag and chemical gypsum available in the Netherlands and neighbouring countries", *Cement and Concrete Research*, 11(3), pp. 307–322. doi: 10.1016/0008-8846(81)90104-6.
- Cabrera-Luna, K. *et al.* (2018), "Supersulfated binders based on volcanic raw material: Optimization, microstructure and reaction products", *Construction and Building Materials*, 176, pp. 145–155. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.05.024.
- Ding, S. *et al.* (2014), "Properties of supersulphated phosphogypsumslag cement (SSC) concrete", *Journal Wuhan University of Technology, Materials Science Edition*, 29(1), pp. 109–113. doi: 10.1007/s11595-014-0876-9.
- Dutta, D. K., Borthakur, P. C. (1990), "Activation of low lime high alumina granulated blast furnace slag by anhydrite", *Cement and Concrete Research*, 20(5), pp. 711–722.
- Gracioli, B. *et al.* (2017), "Considerações sobre a resistência mecânica e o processo de hidratação de cimentos supersulfatados (CSS) formulados com fosfogesso", *Matéria (Rio de Janeiro)*, 22(1). doi: 10.1590/s1517-707620170001.0107.
- Grounds, T., Nowell, D. V., Wilburn, F. W. (2003), "Resistance of supersulfated cement to strong sulfate solutions", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 72(1), pp. 181–190. doi: 10.1023/A:1023928021602.
- Grounds, T., Nowell, D. V., Wilburn, F. W. (1995), "The influence of temperature and different storage conditions on the stability of supersulphated cement", *Thermal Analysis*, 45, pp. 385–394. doi: 10.1007/BF02549342.
- Hossain, K. M. A., Lachemi, M. (2006), "Performance of volcanic ash and pumice based blended cement concrete in mixed sulfate environment", *Cement and Concrete Research*, 36(6), pp. 1123–1133. doi: 10.1016/j.cemconres.2006.03.010.
- Indu Siva Ranjani, G., Ramamurthy, K. (2012), "Behaviour of foam concrete under sulphate environments", *Cement and Concrete Composites*. Elsevier Ltd, 34(7), pp. 825–834. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2012.03.007.
- Juenger, M. C. G. *et al.* (2011), "Advances in alternative cementitious binders", *Cement and Concrete Research*. Elsevier Ltd, 41, pp. 1232–1243. doi: 10.1016/j.cemconres.2010.11.012.
- Kamlet, J. (1960), "US2947643A Hydraulic Cements".
- Kühl, H. (1908), "German Patent No. 237777". German.
- Midgley, H. G., Pettifer, K. (1971), "The microstructure of hydrated super sulphated cement", *Cement and Concrete Research*, 1(1), pp. 101–104. doi: 10.1016/0008-8846(71)90086-X.
- Noor-ul-Amin (2014), "An overview on comparative study of alternatives for Ordinary Portland cement", *J. Basic. Appl. Chem*, 4(6), pp. 15–22.
- ONNCCE (2014), *NMX-C-414-ONNCCE, Building industry - hydraulic cement -specifications and testing methods*.
- Prasad, J. *et al.* (2006), "Factors Influencing The Sulphate Resistance of Cement Concrete and Mortar", *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, 7(3), pp. 259–268.
- Quanlin, N., Rui, Z. (2015), "Experimental study on some properties of a low-carbon cement", in *International Conference on Advances in Energy and Environmental Science*, pp. 1440–1443.
- Rubert, S. *et al.* (2018), "Hydration mechanisms of supersulfated cement: The role of alkali activator and calcium sulfate content", *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*. Springer

- Netherlands, 134(2), pp. 971–980. doi: 10.1007/s10973-018-7243-6.
- Sadique, M. *et al.* (2012), "A new composite cementitious material for construction", *Construction and Building Materials*. Elsevier Ltd, 35, pp. 846–855. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.04.107.
- Shi, C., Jiménez, A. F., Palomo, A. (2011), "New cements for the 21st century: The pursuit of an alternative to Portland cement", *Cement and Concrete Research*. Elsevier B.V., 41(7), pp. 750–763. doi: 10.1016/j.cemconres.2011.03.016.
- Taylor, H. F. W. (1998), *Cement chemistry*. 2nd edn, *Cement and Concrete Composites*. 2nd edn. Thomas Telford Publishing. doi: 10.1016/S0958-9465(98)00023-7.
- V.P. Mehrotra, Sai, A. S. R., Kapur, P. C. (1982), "Plaster of Paris activated supersulphated slag cement", *Cement and Concrete Research*, 12(4), pp. 463–473.
- Wojceich, P., Marczewska, J., Jaworska, M. (1985), "Some Aspects and Mechanisms of sulphate attack", *Structure*, pp. 19–24.
- Wolfe, W. E. *et al.* (2001), "The Effect of Ettringite Formation on Expansion Properties of Compacted Spray Dryer Ash", in *International Ash Utilization Symposium*.
- Woltron, G. (2009), "The utilisation of GGBFS for advanced supersulfated cements", *World Cement*.