

João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira

ANÁLISES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO



EDITORA CONHECIMENTO LIVRE

João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira

Análises de estruturas de concreto armado

1ª ed.

Piracanjuba-GO
Editora Conhecimento Livre
Piracanjuba-GO

1ª ed.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Lima, João Carlos Lisboa de
L732A Análises de estruturas de concreto armado

/ João Carlos Lisboa de Lima. Camila Miranda Pereira. – Piracanjuba-GO

Editora Conhecimento Livre, 2023

64 f.: il

DOI: 10.37423/2023.edcl755

ISBN: 978-65-5367-335-9

Modo de acesso: World Wide Web

Incluir Bibliografia

1. concreto 2. estruturas 3. análise-experimental 4. reforço-estrutural I. Lima, João Carlos Lisboa de
II. Pereira, Camila Miranda III. Título

CDU: 620

<https://doi.org/10.37423/2023.edcl755>

O conteúdo dos artigos e sua correção ortográfica são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

EDITORIA CONHECIMENTO LIVRE

Corpo Editorial

MSc Edson Ribeiro de Britto de Almeida Junior

MSc Humberto Costa

MSc Thays Merçon

MSc Adalberto Zorzo

MSc Taiane Aparecida Ribeiro Nepomoceno

PHD Willian Douglas Guilherme

MSc Andrea Carla Agnes e Silva Pinto

MSc Walmir Fernandes Pereira

MSc Edisio Alves de Aguiar Junior

MSc Rodrigo Sanchotene Silva

MSc Wesley Pacheco Calixto

MSc Adriano Pereira da Silva

MSc Frederico Celestino Barbosa

MSc Guilherme Fernando Ribeiro

MSc. Plínio Ferreira Pires

MSc Fabricio Vieira Cavalcante

PHD Marcus Fernando da Silva Praxedes

MSc Simone Buchignani Maigret

Dr. Adilson Tadeu Basquerote

Dra. Thays Zigante Furlan

MSc Camila Concato

PHD Miguel Adriano Inácio

MSc Anelisa Mota Gregoleti

PHD Jesus Rodrigues Lemos

MSc Gabriela Cristina Borborema Bozzo

MSc Karine Moreira Gomes Sales

Dr. Saulo Cerqueira de Aguiar Soares

MSc Pedro Panhoca da Silva

MSc Helton Rangel Coutinho Junior

MSc Carlos Augusto Zilli

MSc Euvaldo de Sousa Costa Junior

Dra. Suely Lopes de Azevedo

MSc Francisco Odecio Sales

MSc Ezequiel Martins Ferreira

MSc Eliane Avelina de Azevedo Sampaio

CAPÍTULO 1	5
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MODIFICADA E AXIAL DE CONCRETO SECO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM	
João Carlos Lisboa de Lima	
Marco Antônio Barbosa de Oliveira	
Alcebíades Negrão Macedo	
DOI 10.37423/230607842	
 CAPÍTULO 2	 19
ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ESTIMADA NO TUBO DE CONCRETO A PARTIR DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL	
João Carlos Lisboa de Lima	
Marco Antônio Barbosa de Oliveira	
Alcebíades Negrão Macedo	
DOI 10.37423/230607843	
 CAPÍTULO 3	 32
MODELO MATEMÁTICO PARA PREDIÇÃO DAS RESISTÊNCIAS RESIDUAIS DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO	
João Carlos Lisboa de Lima	
Youssef Hassan Moussa	
Bernardo Nunes de Moraes Neto	
DOI 10.37423/230607844	
 CAPÍTULO 4	 44
PROPOSTA PARA VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO AO CISALHAMENTO	
João Carlos Lisboa de Lima	
Dênio Ramam Carvalho de Oliveira	
DOI 10.37423/230607845	
 CAPÍTULO 5	 54
FIBRAS DE AÇO NO REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO COM TAXA DE ARMADURA MÍNIMA: UMA REVISÃO INTEGRATIVA DA LITERATURA	
João Carlos Lisboa de Lima	
Youssef Hassan Moussa	
Bernardo Nunes de Moraes Neto	
DOI 10.37423/230607846	

Capítulo 1



10.37423/230607842

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MODIFICADA E AXIAL DE CONCRETO SECO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Marco Antônio Barbosa de Oliveira

*Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Pará*

Alcebíades Negrão Macedo

Universidade Federal do Pará



Resumo: A resistência à compressão tem caráter fundamental para caracterização e determinação de propriedades do concreto. Desta maneira tem-se largamente utilizadas a resistência à compressão axial para avaliação do concreto plástico. Noutra vertente tem-se o concreto seco muito utilizado na execução de pisos e fabricação de pré-moldados de concreto, e ainda a fibra de aço que vem sendo aplicada nesses tipos de componentes. Desta maneira quando utilizadas fibras de aço como reforço na matriz de concreto tem como adequada a avaliação de outros parâmetros, como por exemplo, a tenacidade e resistência residual pós-fissuração do concreto, tendo nesses casos a moldagem de prismas para ensaio de tração na flexão. Deste modo torna-se mais apropriada a realização da resistência à compressão modificada nos prismas após serem rompidos no ensaio de flexão, tendo em vista que além de contribuírem no esclarecimento de resultados obtidos no ensaio de flexão, ainda apresentam melhor comportamento do que no alcançado nos corpos de prova cilíndricos, visto que a consistência seca do concreto e a presença da fibra de aço influenciam no processo de moldagem e adensamento do material, ocasionando maior possibilidade de porosidade e enfraquecimento na interface matriz-fibra. Nesse estudo foi adotado como variáveis de controle: cimento Portland composto CP11-Z-32 RS, relação água/cimento (0,32), a idade de ruptura (28 dias), teor de argamassa (57%) e o teor de fibra de aço (0,25% e 0,38%). Para a avaliação da propriedade de mecânica no estado endurecido (resistência à compressão modificada e à compressão axial). A resistência à compressão modificada, conforme ASTM C-116 (1999) foi realizada em corpos de prova prismáticos após serem rompidos nos ensaios de tração na flexão pela norma japonesa JSCE-SF4 (1984) e pelo RILEM TC 162-TDF (2003), que se apresentavam com dimensões de 15x15x50cm e 15x15x55cm, respectivamente. Mantendo-se as mesmas variáveis e dosagem do concreto foi realizada a moldagem de corpos de prova cilíndricos, segundo a NBR 5738 (ABNT, 2003), para ensaio de resistência à compressão axial, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007). Tem-se como esperado no resultado desse estudo apresentar qual influência da fibra de aço no concreto seco a partir das variáveis de resposta resistência à compressão modificada e axial.

Palavras-Chave: Compressão axial; compressão modificada; concreto seco; fibra de aço.

1. INTRODUÇÃO

O concreto possui diversas características que o torna o material de construção mais utilizado do mundo, entre essas características estão a: relação entre custo e alta durabilidade, boa resistência à compressão e ao fogo, possibilita pré-fabricação, versatilidade arquitetônica e bom controle acústico, entre outros. Contudo, o concreto possui suas limitações, como uma marcada fragilidade e uma baixa capacidade de deformação do material antes da ruptura.

Por conta da sua fragilidade a sua resistência à tração é muito baixa se comparada à sua resistência à compressão. O concreto combinado com uma armadura de aço obtém uma estrutura resistente à tração e uma ductilidade necessária. Essa maneira pode também levar ao aumento da resistência e a ductilidade à compressão.

Neste contexto a adição de fibras é o principal fator responsável pelo aumento da resistência e da ductilidade do concreto submetido à tração direta, à tração na flexão e também à compressão, que pode acarretar outros benefícios ao concreto, como por exemplo, a diminuição da retração, melhoria no comportamento pós-fissuração, maior resistência ao impacto, dentre outros.

Nos últimos anos tem se avançado bastante nas pesquisas sobre aplicações dos concretos com fibra. Atualmente possui diversos tipos de fibras disponíveis no mercado, entre eles estão: a fibra de aço (retas, onduladas, torcidas, deformadas nas extremidades com ganchos), poliméricas (de polipropileno, poliéster, náilon, aramida, etc.), de vidro, entre outras.

Dentre os tipos de fibras, as fibras de aço são as mais utilizadas nas estruturas de concreto, pois proporciona uma melhoria em sua elasticidade, tenacidade, controle de fissuras, resistência à flexão, ao impacto e à fadiga.

2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 PLANEJAMENTO DOS ENSAIOS E DEFINIÇÕES DOS NÚMEROS DE CORPOS DE PROVAS

O concreto reforçado com fibra de aço foi submetido aos ensaios de compressão axial segundo a norma NBR 5739 (ABNT, 1994) e a compressão modificada segundo a norma (ASTM C-116/80), para determina uma série de comportamentos desse concreto. Nesse contexto, a fim de se obter uma organização da estrutura do trabalho que melhor demonstrem o comportamento do concreto, as variáveis utilizadas no trabalho estão elencadas a seguir:

VARIÁVEIS ANALISADAS

As variáveis de controle definidas neste trabalho foram:

- Tipo de fibra: DRAMIX 80/60 e 65/35
- Estado a fibra: solta e colada em pente
- Teor de fibra utilizado: foram adotados os teores de fibra 0%, 0,25% e 0,38%
- Método de ensaio: JSCE SF-4 (Norma japonesa) e RILEM TC- 162 TF (Comitê Internacional).

AS VARIÁVEIS DE RESPOSTA FORAM:

- Resistência à compressão modificada
- Resistência à compressão axial

Para a definição do número de corpos de prova adotados neste trabalho teve-se como parâmetro as variáveis definidas neste item e a prerrogativa de adotar no mínimo dois corpos de prova para a idade utilizada. Desta forma, é colocado na tabela 1, um quadro do número de corpos de prova adotados neste trabalho.

Tabela 1. Organização dos exemplares produzidos.

Idade (dias)	28								TOTAL DE CORPOS DE PROVA
Relação água/cimento	0,32				0,32				
Fibra de aço	65/35 E 80/60								
Teor de fibra	0,25%				0,38%				
Compressão axial	FCP 65/35	FS 65/35	FCP 80/60	FS 80/60	FCP 65/35	FS 65/35	FCO 80/60	FC 80/60	92
	2	-	2	-	2	3	3	2	
Compressão Modificada (RILEM)	FCP 65/35	FS 65/35	FCP 80/60	FS 80/60	FCP 65/35	FS 65/35	FCO 80/60	FC 80/60	
	4	-	6	-	2	2	2	2	
Compressão modificada (JSCE)	FCP 65/35	FS 65/35	FCP 80/60	FS 80/60	FCP 65/35	FS 65/35	FCO 80/60	FC 80/60	
	16	-	5	-	2	-	7	2	
Compressão axial Referência	2								

Compressão Modificada Referência	RILEM	JSCE	
	6	8	

2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.2.1 CIMENTO PORTLAND COMPOSTO RESISTENTE A SULFATOS (CP II-Z-32 RS)

Tabela 2. Composição química do cimento adotado, segundo o fabricante.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA				
ENSAIO	NORMA	UNIDADE	RESULTADO	LIMITES DA NORMA NBR 11578/91
Perda ao Fogo- PF	NBR NM 18	%	5,01	≤ 6,5%
Dióxido de Silício- SiO ₂	NBR NM 11-2	%	23,09	Não Aplicável
Óxido de Alumínio- AL ₂ O ₃	NBR NM 11-2	%	6,39	Não Aplicável
Óxido de Ferro- Fe ₂ O ₃	NBR NM 11-2	%	3,47	Não Aplicável
Óxido de Cálcio- CaO	NBR NM 11-2	%	57,14	Não Aplicável
Óxido de Magnésio- MgO	NBR NM 11-2	%	1,73	≤ 6,5%
Anidrido Sulfúrico- SO ₃	NBR NM 16	%	2,24	≤ 4,0%
Óxido de Sódio- Na ₂ O	NBR NM 17	%	nd	Não Aplicável
Óxido de Potássio- K ₂ O	NBR NM 17	%	nd	Não Aplicável
Resíduo Insolúvel- R.I	NBR NM 22	%	9,51	≤ 16,0%
CaO Livre	NBR NM 13	%	0,42	Não Aplicável
Anidrido Carbônico- CO ₂	NBR NM 20	%	3	≤ 5,0%

Tabela 3. Composição potencial e módulos químicos do cimento adotado, segundo o fabricante.

COMPOSIÇÃO POTENCIAL		MÓDULOS QUÍMICOS	
Silicato Tricálcico- C ₃ S	-	Fator de Saturação de CAO- FSC	-
Silicato Dicálcico- C ₂ S	-	Módulo de Sílica-MS	-
Aluminato Tricálcico- C ₃ A	11,06%	Módulo de Alumina- MA	-
Ferro Aluminato Tetracálcico- C ₄ AF	10,56%	Sulfato de Cálcio- CaSO ₄	3,81%

Tabela 4. Caracterização físico-mecânica do cimento adotado, segundo o fabricante.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-MECÂNICA				
Ensaio	Norma	Unidade	Resultado	Limites da Forma NBR 115778/91
Finura na peneira 75 µm	NBR 11579	%	4,1	≤ 12,0%
Finura na peneira 45 µm	NBR 12826	%	21,8	Não aplicável
Massa Específica Real	NBR NM 23	g/cm³	3,02	Não aplicável
Área Específica - Blaine	NBR NM 76	cm²/g	4,114	≥ 2.600 cm²/g
Consistência Normal	NBR NM 43	%	26,6	Não aplicável
Tempo de Início de Pega	NBR NM 65	h:min	02:15	≥ 1h
Tempo de Fim de Pega	NBR NM 65	h:min	03:15	≤ 10h
Expansibilidade à Quente	NBR 11582	min	0	≤ 5mm

Tabela 5. Resistência à compressão do cimento adotado, segundo o fabricante

Resistência à Compressão (Mpa)- (NBR 7215-1996)							
Idade (Dias)	Corpo de prova nº				Média	Desvio relativo máximo (%)	Limite da Norma NBR 115778/91
	1	2	3	4			
1	15,781	14,806	14,806	* *	15,1	4,5	Não aplicável
3	22,929	22,641	23,360	23,270	23,0	1,6	≥ 10 Mpa
7	26,688	28,831	28,247	27,858	27,9	4,3	≥ 20 Mpa
33	34,133	33,743	33,743 34,523	34,718	34,3	1,6	≥ 20 Mpa

Observações relativas à amostra

Equivalente alcalino em Na₂O (0,658xK₂O%+Na₂O%): nd %

nd = Não determinado

2.2.2 ÁGUA

A água utilizada foi a disponibilizada pela rede de distribuição da empresa onde foi realizada a pesquisa.

2.2.3 AGREGADO MIÚDO

Utilizou-se a areia oriunda de localidade próxima da Região Metropolitana de Belém. As características físicas obtidas em laboratório através dos ensaios de granulometria, conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003), de massa específica, segundo NBR 9776 (ABNT, 1987), e de massa unitária solta segundo a norma NBR 7251 (ABNT, 1982), estão demonstradas nas tabelas abaixo.

Tabela 6. Características físicas da areia

ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	PÊSO RETID O (g)	PORCENTAGEM RETIDA (g)	PORCENTAGEM RETIDA ACUMULADA (g)	NORMA UTILIZADA
4,8	0	0	0	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
2,36	2,3	0,23	0,23	
1,18	30,3	3,03	3,26	
0,6	103,7	0,37	13,63	
0,3	462,1	46,21	59,84	
0,15	290,8	29,08	88,92	
FUNDO	110,8	11,08	100	
TOTAL	1000	100		
DIÂMETRO MÁXIMO	1,2 MM			
MÓDULO DE FINURA	1,66			
Massa Específica Real (g / cm³)			2,61	NBR 9776 (ABNT, 1987)
PÊSO UNITÁRIO SOLTO (kg/dm³)			1,48	NBR 7251 (ABNT, 1982)

2.2.4 AGREGADO GRAÚDO

O agregado graúdo utilizado foi o seixo rolado oriundo de área próxima da Região Metropolitana de Belém. As características físicas obtidas em laboratório através dos ensaios de granulometria, conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003), de massa específica, segundo NBR NM 53 (ABNT, 2009), e de massa unitária segundo a norma NBR 7251 (ABNT, 1982) cujos resultados estão discriminados nas tabelas abaixo.

Tabela 9. Características físicas do agregado graúdo

QUANTIDADE DE AGREGADO GRAÚDO: 2 Kg				NORMA UTILIZADA
ABERTURA DAS PENEIRAS (mm)	PÊSO RETIDO (g)	PORCENTAGEM RETIDA (g)	PORCENTAGEM RETIDA ACUMULADA (g)	

19	0	0	0	NBR NM 248 (ABNT, 2003)
12,5	373,4	18,67	18,67	
9,5	420,8	21,04	39,71	
6,3	374	18,7	58,41	
4,8	215,5	10,78	69,19	
2,4	344,8	17,24	86,43	
1,2	124,9	6,25	92,67	
0,6	56,4	2,82	95,49	
0,3	34,6	1,73	97,22	
0,15	23,8	1,19	98,41	
FUNDO	31,8	1,59	100	
TOTAL	2000			
DIÂMETRO MÁXIMO	12			
MÓDULO DE FINURA	5,79			
Massa Específica Real (g / cm³)			2,39	NBR 9776 (ABNT, 1987)
PÊSO UNITÁRIO SOLTO (kg/dm³)			1,54	NBR 7251 (ABNT, 1982)

2.2.5 FIBRA DE AÇO DRAMIX 65/35 E 80/60.

DESEMPENHO

Propriedades do material

Resistência à tracção:
 $R_{m, nom} = 1.345 \text{ N/mm}^2$
 Tolerâncias: média de $\pm 7,5\%$
Módulo de Young: $\pm 210.000 \text{ N/mm}^2$

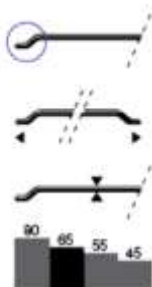
Geometria

Família

Comprimento (l) 35 mm

Diâmetro (d) 0,55 mm

Fator de Forma (l/d) 65



Rede de Fibras

8,0 km por m³ (para 15 kg/m³)
 14.531 fibras/kg
Dosagem mínima:
 15 kg por m³ (de acordo com a CE)

DESEMPENHO

Propriedades do material

Resistência à tracção:
 $R_{m, nom} = 1.225 \text{ N/mm}^2$
 Tolerâncias: média de $\pm 7,5\%$
Módulo de Young: $\pm 210.000 \text{ N/mm}^2$

Geometria

Família

Comprimento (l) 60 mm

Diâmetro (d) 0,75 mm

Fator de Forma (l/d) 80



Rede de Fibras

2,9 km por m³ (para 15 kg/m³)
 4.564 fibras/kg
Dosagem mínima:
 10 kg por m³ (de acordo com a CE)

Figura 1. Características da fibra de aço DRAMIX:

2.3 ENSAIOS

Para o estado endurecido do concreto na avaliação do comportamento mecânico houve os ensaios de resistência à compressão modificada, segundo a norma (ASTM C-116/80) e axial, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007).

2.4. DOSAGEM E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA.

A matriz do concreto é pré-estabelecida pela empresa onde foi realizada a pesquisa. Antes do início da mistura dos materiais ocorreu secagem dos agregados, de acordo com a quantidade de materiais necessários na dosagem do concreto (traço), em seguida foi coletado o material e posto na caçamba juntamente com o cimento e logo em seguida jogada na betoneira de capacidade de 600 L, assim realizada a mistura e adicionando água e as fibras de aço de forma manual. Após isso o concreto reforçado com fibra de aço, descarregada na esteira e levada para moldagem de corpo de prova cilíndricos e prismáticos.

O slump test foi 0 ± 20 mm, pois o concreto analisado se trata do concreto seco. Após 24 horas os corpos de prova cilíndricos e prismáticos foram desmoldados e imersos em tanque de água para processo de cura. Após 28 dias os corpos de prova foram retirados do tanque de água e posto para secar ao ar, em seguida, foram realizados os ensaios de compressão axial, NBR 5739 (ABNT, 2007) e compressão modificada (ASTM C-116/80).

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1. ASPECTOS GERAIS DO CONCRETO PRODUZIDOS

De maneira geral observou-se no estado endurecido um aumento de resistência para maior teor de fibra de taxa utilizada.

3.2. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MODIFICADA

Na compressão modificada são usados as partes dos primas rompidos no ensaio de flexão. Essas partes são colocadas de forma horizontal no prato inferior da prensa em seguida alinhando o corpo de prova no dispositivo para compressão, segundo a norma (ASTM C-116/80).

Tabela 10. Resistência à compressão modificada (ASTM C-116/80)

COMPRESSÃO MODIFICADA (RILEM)				
CORPO - DEPROVA	SÉRIE	TEOR DE FIBRA	RESISTÊNCIA (MPA)	RESISTÊNCIA MÉDIA (MPA)
CS RILEM - REFERÊNCIAL1	1	-	29,4	37
CS RILEM - REFERÊNCIAL2	2	-	36,07	
CS RILEM - REFERÊNCIAL1	2	-	37,07	
CS RILEM - REFERÊNCIAL2	3	-	40,3	
CS RILEM - REFERÊNCIAL1	3	-	36,16	
CS RILEM - REFERÊNCIAL2	3	-	37,04	
CS RILEM - REFERÊNCIAL1	4	-	40,39	
CS RILEM - REFERÊNCIAL2	4	-	35,78	
CRF 65/35 RILEM - FS L1	1	0,38%	42,21	43
CRF 65/35 RILEM - FS L2	2	0,38%	43,81	
CRF 65/35 RILEM - FCP L1	1	0,38%	36,90	33
CRF 65/35 RILEM - FCP L2	2	0,38%	29,41	
CRF 80/60 RILEM - FCP L1	1	0,38%	37,79	38
CRF 80/60 RILEM - FCP L2	2	0,38%	37,98	
CRF 80/60 RILEM - FS L1	1	0,38%	36,44	34
CRF 80/60 RILEM - FS L2	2	0,38%	31,52	
CRF 80/60 RILEM - L1 - FCP	1	0,25%	27,96	27
CRF 80/60 RILEM - L2 - FCP	1	0,25%	22,44	
CRF 80/60 RILEM - L1 - FCP	2	0,25%	27,54	
CRF 80/60 RILEM - L2 - FCP	2	0,25%	26,86	
CRF 80/60 RILEM - L1 - FCP	3	0,25%	28,68	
CRF 80/60 RILEM - L2 - FCP	3	0,25%	26,57	

CRF- Concreto reforçado com fibra

L1- Lado esquerdo do prisma após ser rompido no ensaio de tração na flexão

L2- Lado direito do prisma após ser rompido no ensaio de tração na flexão

FS- Fibra solta

FCP- Fibra colada em pente

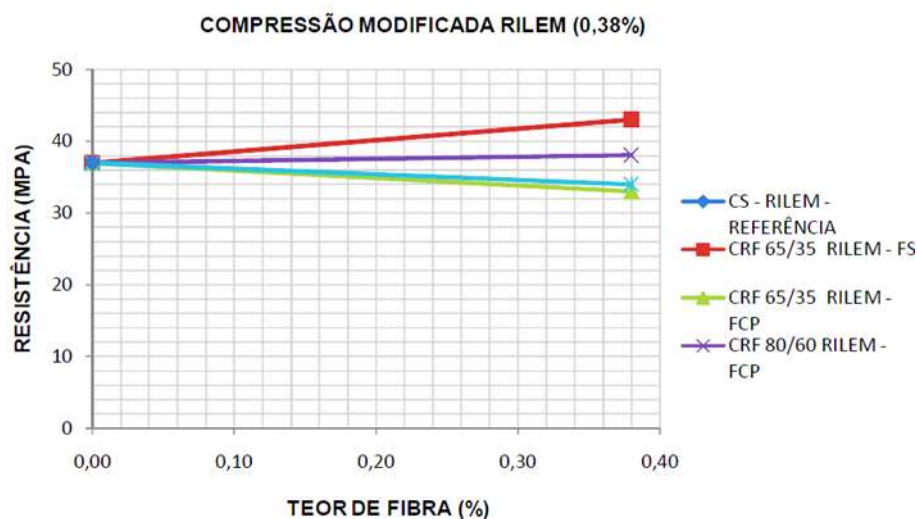


Figura 2. Compressão modificada RILEM (0,38%)

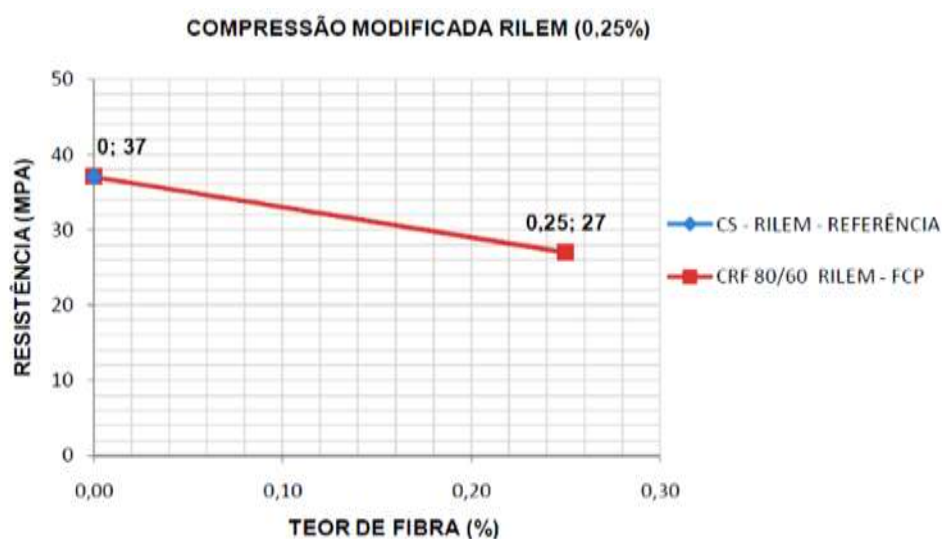


Figura 3. Resistência à compressão modificada RILEM (0,25%)

Tabela 11. Compressão modificada (JSCE) 0,25%

COMPRESSÃO MODIFICADA (JSCE)				
CORPO - DE- PROVA	SÉRIE	TEOR DE FIBRA	RESISTÊNCIA (MPA)	RESISTÊNCIA MÉDIA (MPA)
CS - JSCE - L1 REFERÊNCIA	1	-	37,57	35
CS - JSCE- L2 REFERÊNCIA	1	-	35,03	

CS - JSCE - L1 REFERÊNCIA	2	-	33,85	
CS - JSCE- L2 REFERÊNCIA	2	-	34,34	
CS - JSCE - L1 REFERÊNCIA	3	-	36,69	
CS - JSCE- L2 REFERÊNCIA	3	-	32,41	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	1	0,25%	28,02	28
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	1	0,25%	25,3	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	2	0,25%	30,05	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	2	0,25%	29,4	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	3	0,25%	30,64	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	3	0,25%	29,35	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	4	0,25%	28,43	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	4	0,25%	24,17	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	5	0,25%	29,96	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	5	0,25%	30,71	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	6	0,25%	26,53	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	6	0,25%	26,63	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	7	0,25%	22	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	7	0,25%	18,41	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	8	0,25%	23,95	
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	8	0,25%	22,57	
CRF JSCE 80/60 -L1 - FCP	9	0,25%	28,02	28
CRF JSCE 80/60 -L1 - FCP	9	0,25%	30,05	
CRF JSCE 80/60 -L1 - FCP	10	0,25%	30,63	
CRF JSCE 80/60 -L1 - FCP	10	0,25%	28,43	
CRF JSCE 80/60 -L2 - FCP	11	0,25%	25,29	
CRF JSCE 65/35 -L1 - FCP	1	0,38%	35,57	38
CRF JSCE 65/35 -L2 - FCP	2	0,38%	37,02	
CRF JSCE 80/60 - L1 - FS	1	0,38%	41,60	40
CRF JSCE 80/60 - L2 - FS	2	0,38%	37,41	
CRF JSCE 80/60 - L1 - FCP	1	0,38%	42,47	42
CRF JSCE 80/60 - L1 - FCP	2	0,38%	41,6	

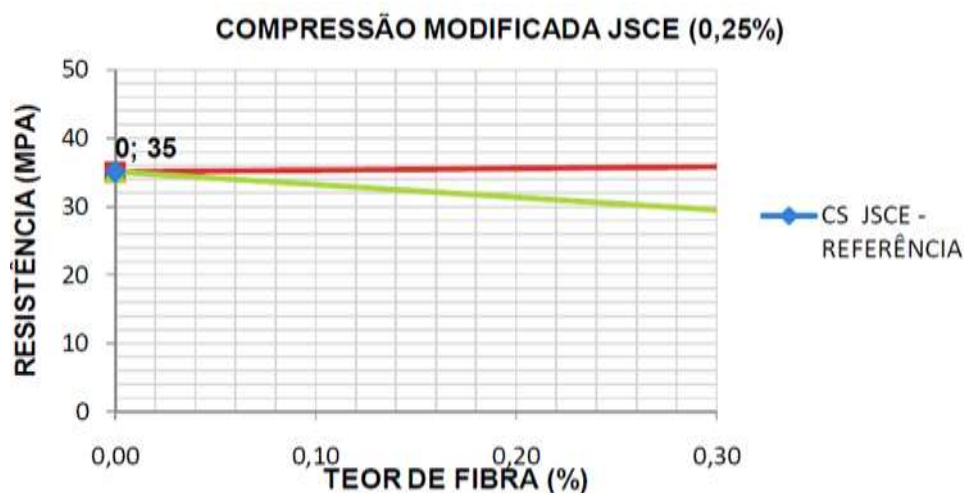


Figura 5. Compressão axial 0,38%

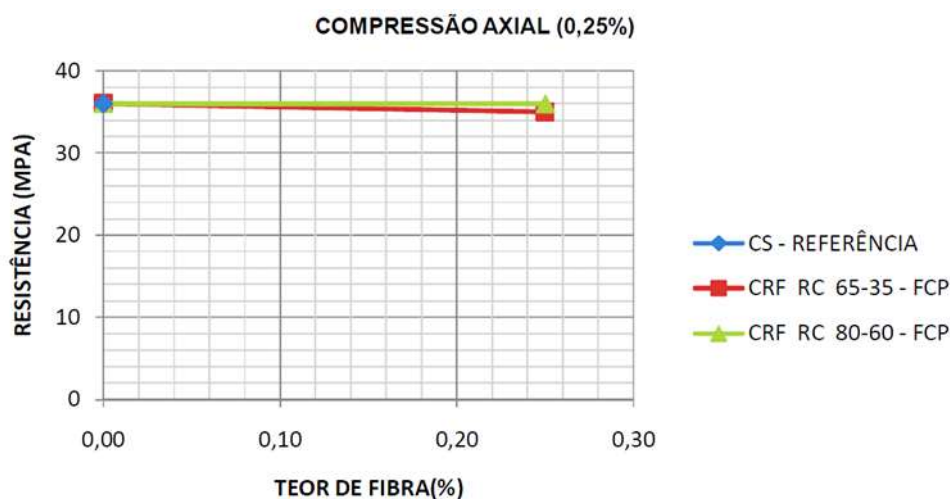


Figura 6. Compressão axial 0,25%

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com os resultados obtidos a partir do ensaio de compressão axial, o CRF RC 80/60 – FCP apresentou uma resistência maior se comparada ao CRF 65/35 –FCP e ambas apresentaram uma resistência mais elevada que o CS - REFERÊNCIA. Os CRF RC 65/35 – FS E CRF RC 80/60 – FS, apresentaram um resultado abaixo do valor de referência, pois com os mesmos ocorreram problemas de moldagem, onde os corpos de prova foram vibrados na mesa vibratória com baixa rotação, fora da rotação exigida pela norma.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Guia básico de utilização do cimento Portland. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p.

_____. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5738: Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 2003.

_____. ABNT NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

_____. ABNT NBR 5739: Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 4p.

_____. ABNT NBR 7222: Argamassa e concreto: Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. ABNT NBR 9479: Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto. Rio de Janeiro, 2006.

_____. ABNT NBR NM 45: Agregados em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 2006.

_____. ABNT NM 52: Agregado Miúdo: Determinação de massa específica e massa específica aparente. 2009.

_____. ABNT NBR NM 53: Agregado Graúdo: Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

_____. ABNT NBR NM 248: Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 15530 2007: Fibras de aço para concreto – Especificação

_____. JSCE-SF4 (1984): TENACIDADE PARA CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS

_____. ASTM C-116/1999: RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MODIFICADA

_____. RILEM TC 162-TDF (2003): CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO – PROCEDIMENTO

RENAN, P.S. Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras. São Paulo, 2013. Dissertação (Mestrado em engenharia civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

D. de Figueiredo. Concreto reforçado com fibras. São Paulo, 2011. 248p. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

Concreto com fibras de aço / A.D. de Figueiredo. -- São Paulo: EPUSP, 2000. 68 p. -- (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/260)

Capítulo 2



10.37423/230607843

ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ESTIMADA NO TUBO DE CONCRETO A PARTIR DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Marco Antônio Barbosa de Oliveira

*Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Pará*

Alcebíades Negrão Macedo

Universidade Federal do Pará



Resumo: A resistência à compressão tem caráter importante para caracterização do concreto, sendo uma das principais propriedades mecânicas do material. Para obter a resistência à compressão torna-se necessário um ensaio destrutivo de corpos de prova em determinadas idades, sendo dispendiosos. Em contrapartida, há um ensaio não-destrutivo que pode ser realizado diretamente no elemento de concreto. Nesse ensaio ocorre a avaliação da dureza por esclerômetro de reflexão, comumente conhecido por ensaio de esclerometria, onde são obtidos resultados de índice esclerométrico que a partir de curva de correlação definidas, obtém-se a resistência à compressão estimada. Deste modo o ensaio de esclerometria surge como uma alternativa para estimativa ou método adicional na avaliação da resistência à compressão. Nesse contexto, este trabalho tem como objetivo principal obter a resistência à compressão estimada determinada diretamente no tubo de concreto, a partir da conversão em curvas de correlação do resultado de índice esclerométrico obtido na avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Como objetivos específicos obter a curva de correlação própria a partir dos resultados obtidos entre índice esclerométrico e resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos e avaliar a resistência à compressão estimada na região da ponta e bolsa dos tubos de concreto. Os tubos de concreto e os corpos de prova cilíndricos foram moldados em formas metálicas, mantendo-se a mesma dosagem do concreto. O adensamento ocorreu por vibração radial nos tubos de concreto e por vibração mecânica em mesa vibratória nos corpos de prova cilíndricos, ambos permaneceram no processo de cura na mesma condição do ambiente por 28 dias de idades, quando foram submetidos aos ensaios. Enquanto os corpos de prova cilíndricos foram submetidos ao ensaio esclerométrico, e em seguida houve a determinação da resistência à compressão axial. Na análise dos resultados observou-se proximidade entre os resultados de resistência à compressão estimada dos tubos de concreto e resistência à compressão axial dos corpos de prova cilíndricos, com forte correlação e coeficiente de determinação R^2 . Quanto à região da ponta e bolsa do tubo de concreto, verificou-se que houve maior resistência à compressão estimada na região da bolsa de todas as amostras. Ao final nota-se que dentro das condições adotadas nesse estudo, a avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão surge com uma possibilidade de ensaio não destrutivo para obtenção de resistência à compressão estimada de tubo de concreto.

Palavras-chave: resistência à compressão estimada; índice esclerométrico; esclerometria; tubo de concreto; corpo de prova cilíndrico.

1 INTRODUÇÃO

Os métodos de ensaios não destrutivos são interessantes pela rapidez na execução e dos resultados obtidos (PALACIOS, 2012). No entanto deve ser cauteloso pela interferência e variabilidade que poderá ocorrer na realização dos ensaios, e consequentemente na confiabilidade dos resultados, deste modo dependentes da experiência do operador e de curvas de correlação apropriadas (MACHADO et. al., 2009).

Segundo Palacios (2012), entre os ensaios não destrutivos mais realizados e pesquisados tem-se o método de velocidade de onda ultrassônica que é utilizado para detecção de defeitos como fissuras e deterioração no concreto; o método de resistência à penetração, denominado como semi-destrutivo, que determina a profundidade de penetração do pino ou parafuso no concreto; e o método da dureza superficial, conhecido como esclerometria, que mede a resistência à deformação do material, e a partir de curvas de correlação adequadas a medida de dureza do material é convertida na resistência à compressão.

De acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012), a esclerometria trata-se de um método não destrutivo que serve para medir a dureza superficial do concreto, avaliar a qualidade do concreto no estado endurecido e estimar a resistência à compressão. Na realização do ensaio de esclerometria utiliza-se um equipamento denominado de esclômetro de relexão ou conhecido por martelo de Schmid.

No ensaio esclerométrico são obtidas propriedades da zona superficial do concreto. No Brasil, a resistência à compressão pode ser determinada pela extração de testemunhos, esclerometria e o ultrassom, de acordo com a padronização da ABNT (PEREIRA e MEDEIROS, 2012). Segundo Machado et. al. (2009), a extração de testemunhos para determinação da resistência à compressão tem-se mostrado oneroso e passível de reparo na estrutura pós-extração dos testemunhos.

A extração de testemunhos é um método que pode ser considerado como destrutivo, por danificar a estrutura, podendo comprometer a estabilidade, e ainda ser dispendiosa (SILVA et. al., 2013). A esclerometria é um método mais consolidado, pois advém da década de trinta, onde houveram as primeiras tentativas para medir a dureza superficial (EVANGELISTA, 2002). Esse método apresenta mais difusão pelo processo simples e rápido para avaliar o concreto endurecido “*in loco*” (METHA e MONTEIRO, 2008). Segundo Castro (2009), a esclerometria obteve uma aceitação considerável pelos modelos modernos dos equipamentos e pelo emprego estendido para revestimentos, rochas e pavimentos rodoviários.

De acordo com a Proceq (2011), as curvas de correlação configuradas no equipamento podem ser aplicadas, no entanto é recomendável elaborar curvas de correlação para cada concreto ou técnica construtiva utilizada. A escolha do tipo de esclerômetro a ser utilizado, depende das características da estrutura e grau da precisão, segundo a NBR 7584 (ABNT, 2012).

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O estudo tem como objetivo principal:

- ✓ Estabelecer a resistência à compressão estimada de tubos de concreto, a partir da correlação em curvas próprias previamente definidas e dos índices esclerométricos obtidos na avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.

Como objetivos específicos:

- ✓ Obter a curva de correlação própria, a partir dos resultados de índice esclerométrico e resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos;
- ✓ Avaliar a resistência à compressão estimada na região da ponta e bolsa dos tubos de concreto.

2.1 VARIÁVEIS DE INTERESSE

As variáveis de interesses são:

Para tubos de concreto:

- ✓ Resistência à compressão estimada a partir da avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, conforme a NBR 7584 (ABNT, 2012);

Para corpos de prova cilíndricos:

- ✓ Resistência à compressão estimada a partir da avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, conforme a NBR 7584 (ABNT, 2012);
- ✓ Resistência à compressão axial, conforme a NBR 5739 (ABNT, 2007).

2.2 DESCRIÇÃO DAS AMOSTRAS

Os corpos de prova cilíndricos possuem dimensão de 100 x 200 mm e os tubos de concreto nas dimensões com diâmetro nominal de 600 mm, comprimento útil de 1000 mm e espessura de parede de 60 mm, conforme mostra na Figura 1.

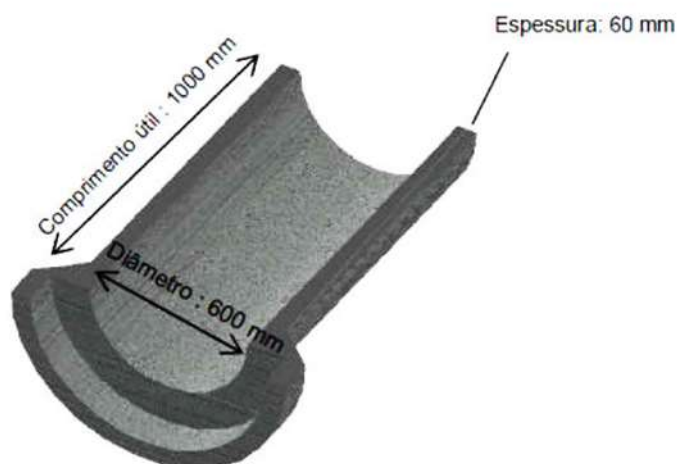


Figura 1. Dimensões do tubo de concreto

2.3 NÚMERO DE AMOSTRAS

Houve a reprodução de seis betonadas de concreto. A cada betonada definiu-se a dosagem do concreto para a moldagem de uma amostra de tubo de concreto e três amostras de corpos de prova cilíndricos. A quantidade de amostras de tubos de concreto e corpos de prova está apresentada na Tabela 1.

Tabela 1. Quantidade de amostras

Descrição	Quantidade
Tubo de concreto	06
Corpo de prova cilíndrico	30

2.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.4.1 CIMENTO

Para produção dos tubos de concreto e corpos de prova cilíndricos foi utilizado o Cimento Portland composto resistente a sulfatos do tipo CP II-Z-32 RS. De acordo com o fabricante, suas características físico-mecânicas são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2. Características físico-mecânicas do cimento CP II-Z-32 RS

Descrição	Cimento	Método de Ensaio
Massa Específica	3,02 g/cm ³	NBR NM 23 (ABNT, 2001)
Resistência à compressão aos 28 dias	≥ 32 MPa	NBR 7215 (ABNT, 1996)

2.4.2 AGREGADO MIÚDO

A caracterização granulométrica foi obtida, conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003). Obteve-se a massa específica, segundo NBR NM 52 (ABNT, 2009), e a massa unitária, de acordo com a NBR NM 45 (ABNT, 2006). As características físicas estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Características físicas do agregado miúdo

Descrição	Agregado miúdo (areia)	Método de Ensaio
Diâmetro máximo	1,20 mm	NBR NM 248 (ABNT, 2003).
Massa Específica	2,63 kg/dm ³	NBR NM 52 (ABNT, 2009).
Massa Unitária	1,46 kg/dm ³	NBR NM 45 (ABNT, 2006).

2.4.3 AGREGADO GRAÚDO

A caracterização granulométrica ocorreu, conforme a NBR NM 248 (ABNT, 2003). A massa específica foi obtida, conforme a NBR NM 53 (ABNT, 2009), e a massa unitária, segundo a NBR NM 45 (ABNT, 2006). As características físicas estão apresentadas na

Tabela 4. Características físicas do agregado miúdo

Descrição	Agregado miúdo (areia)	Método de Ensaio
Diâmetro máximo	12,5 mm	NBR NM 248 (ABNT, 2003).
Massa Específica	2,53 kg/dm ³	NBR NM 53 (ABNT, 2009).

2.5 DOSAGEM E MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA.

Inicialmente houve a secagem dos agregados nas quantidades de materiais necessários para a dosagem do concreto (traço). Após a verificação do teor de umidade do agregado miúdo, houve a mistura dos agregados miúdos e graúdos com o cimento na betoneira, sendo adicionada a água de modo gradual e manual, posteriormente o concreto lançado é nas formas para moldagem. Durante a moldagem dos tubos de concreto ocorreu o adensamento por vibração radial, posteriormente houve

a desforma lateral do tubo recém moldado e transporte para área de armazenagem. O adensamento dos corpos de prova ocorreu por vibração mecânica através de mesa vibratória e a desmoldagem foi realizada entre 24 e 48 horas, Os tubos de concreto e corpos de prova cilíndricos foram moldados em formas metálicas no único dia com a mesma dosagem. A moldagem dos corpos de prova ocorreu de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2015). Os tubos de concreto e corpos de prova cilíndricos permaneceram em processo de cura nas mesmas condições ambientais por 28 dias até a realização dos ensaios.

2.6 ENSAIOS

No estado endurecido houve a avaliação dos tubos de concreto quanto à dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, segundo a NBR 7584 (ABNT, 2012). Nessa avaliação, conhecida comumente como ensaio de esclerometria, foram obtidos resultados de índice esclerométrico, que é calculado de acordo com a equação 1, que a partir de curva de correlação pré-definida, obteve-se a resistência à compressão estimada. A área de ensaio da avaliação de esclerometria ocorreu na região da ponta e na bolsa dos tubos de concreto, onde houve a realização de 16 impactos com um esclerômetro ou martelo eletrônico do tipo N da marca *SilverSchmidt* da Proceq. Durante a realização do ensaio de esclerometria foi apoiada na região da ponta e bolsa do tubo uma peça rígida, que garantiu uma espessura da parede do tubo acima de 100 mm. Nos corpos de prova cilíndricos de concreto, e acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012), houve a avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão previamente configurado para fator de forma cilíndrico nas dimensões de 100 mm x 200 mm, e a determinação da resistência à compressão axial, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007). Os tubos de concreto e corpos de prova cilíndricos após ter decorrido 28 dias de idade foram retirados do processo de cura, e permaneceram expostos ao ar para secagem nas mesmas condições ambientais por 9 horas, quando foram submetidos aos ensaios.

$$IE = (\delta_r - \delta_0) / (\delta_t - \delta_0) \quad \text{(Equação 1)}$$

onde,

δ_0 = deformação em repouso;

δ_r = deformação após o repique;

δ_t = deformação da mola tensionada.

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ESTIMADA VERSUS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Inicialmente, houve a realização de ensaio de esclerometria no corpo de prova cilíndrico para obtenção do índice esclerométrico, e em seguida o ensaio mecânico de ruptura para a determinação da resistência à compressão axial. Com os resultados de índices esclerométricos e resistências à compressão axial determinou-se a curva de correlação ou conversão para obtenção de estimativas de resistência à compressão com características do concreto nas condições da pesquisa.

Posteriormente, houve a realização do ensaio de esclerometria na região da ponta e bolsa dos tubos de concreto, que a partir da média dos índices esclerométricos da região da ponta e bolsa, obteve-se o índice esclerométrico médio do tubo de concreto. Então a resistência à compressão estimada média do tubo de concreto foi obtida mediante a curva de correlação pré-definida. A figura 2 mostra a correlação das resistências à compressão estimada média dos tubos de concreto ($f_{c_{est, tubo}}$) e das resistências à compressão axial média dos corpos de prova cilíndrica ($f_{c_{ax, CP}}$).

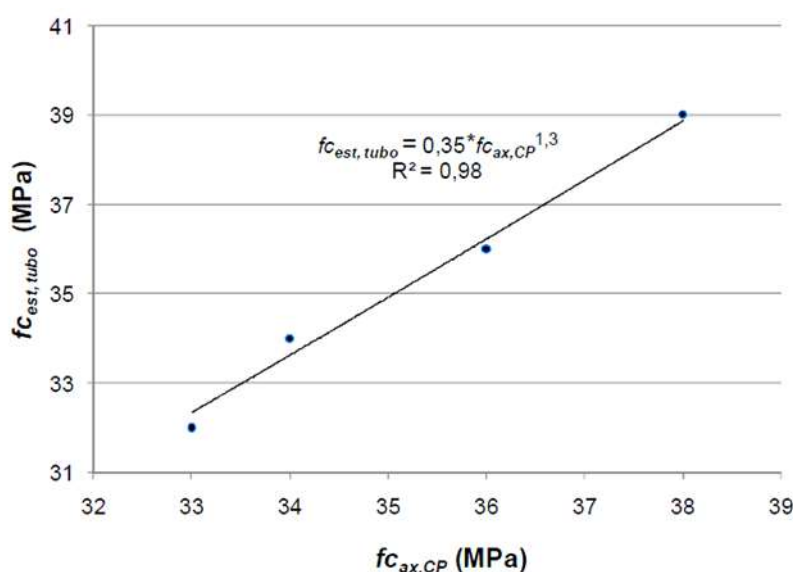


Figura 2. Resistência à compressão estimada dos tubos de concreto versus compressão axial dos corpos de prova cilíndricos (médias)

Apesar do tubo de concreto possuir fator de forma diferente do corpo de prova cilíndrico, houve proximidade entre os resultados de índice esclerométrico obtidos nos tubos de concreto e corpos de prova cilíndricos, pois ao correlacionar os resultados de índice esclerométrico dos tubos de concreto na curva de correlação obtida para corpos de prova cilíndricos, obtiveram-se resultados de resistência

à compressão estimada dos tubos de concreto próximos da resistência compressão axial dos corpos de prova cilíndricos, conforme mostra a figura 2, em que se obtém forte correlação com coeficiente de determinação da regressão R^2 igual a 0,98 com melhor aderência para a linha de tendência na função potência.

3.2 RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ESTIMADA VERSUS REGIÃO DO TUBO ANALISADA

A figura 3 mostra os resultados de resistência à compressão estimada obtidas na região da ponta e bolsa dos tubos de concreto, após ser submetidos ao ensaio de esclerometria.

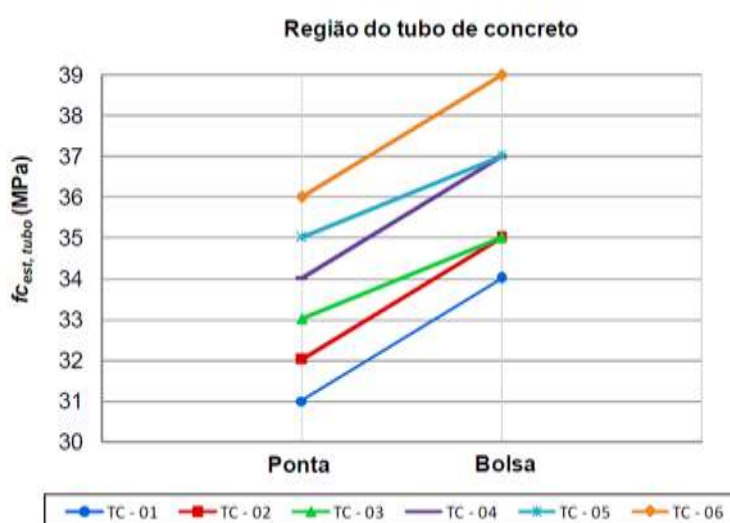


Figura 3. Resistência à compressão estimada na região da ponta e bolsa do tubo

Na figura 3, observa-se que para todas as amostras de tubos de concreto houve maior resistência à compressão estimada na região da bolsa, isto pode ser explicado porque nessa região do tubo, tem-se a presença do encaixe da bolsa, que acarreta maior espessura na parede, deste modo proporcionando maior rigidez. E verificou-se que após a compactação e adensamento do concreto houve maior concentração de agregado graúdo (seixo) na bolsa, entretanto sem segregação. O acréscimo de resistência à compressão estimada da região da bolsa em relação à ponta do tubo de concreto atingiu um valor máximo de 9,7% na amostra TC-01.

4 CONCLUSÕES

Verificou-se que a curva de correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos ao ser utilizada com os resultados de índices esclerométricos dos tubos de concreto mostrou-se oportuna para obtenção da resistência à compressão estimada do tubo de

concreto, visto que ao correlacionar a resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos (fax,CP) com a resistência à compressão estimada de tubos de concreto (fest,tubo) obteve-se um coeficiente de determinação ($R^2 > 0,98$).

Constatou-se que a resistência à compressão estimada dos tubos de concreto (fest,tubo) apresentou maiores resultados para índice esclerométrico na região da bolsa do tubo de concreto em comparação aos obtidos na região da ponta do tubo de concreto. Isto pode ser explicado devido ao tubo de concreto ser moldado ao longo da seção longitudinal, em que o lançamento do concreto ocorre na vertical, contribuindo no processo de compactação pelo peso próprio e melhorado pela energia de vibração do processo de adensamento na região da bolsa do tubo de concreto. Deste modo, a avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão surge com uma possibilidade para obtenção direta de resistência à compressão estimada nos tubos de concreto na metodologia e condições adotadas nesse estudo.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

_____. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5738:2015 – Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova.

_____. ABNT NBR 5739:2007 – Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos.

_____. ABNT NBR 7584:2012 – Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio.

_____. ABNT NBR 8890:2007 – Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios.

_____. ABNT NBR NM 45: Agregados em estado solto – Determinação da massa unitária.

_____. ABNT NBR NM 52:2009 - Agregado Miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente.

_____. ABNT NBR NM 53:2009 - Agregado Graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água.

_____. ABNT NBR NM 248:2003 – Agregados - Determinação da composição granulométrica.

EVANGELISTA, A. C. J. Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos. Tese de Doutorado, COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro. 2002.

CASTRO, E. Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria. Dissertação de Mestrado.

Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2009.

MACHADO, M.D.; SHEHATA, L.C.D.; SHEHATA, I.A.E.M. Curvas de correlação para caracterizar concreto usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2009.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

PALACIOS, M.P.G. Emprego de ensaios não destrutivos e de extração de testemunhos na avaliação da resistência à compressão do concreto. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, universidade de Brasília, Brasília, 2012.

PEREIRA E. e MEDEIROS M. H. F. Ensaio de "pull off" para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2012.

PROCEQ SA. Martelo de teste de concreto: Instruções operacionais. Schwerzenbach, 2011. Disponível em <http://www.proceq.com>.

SILVA, T.J.; FERREIRA, G.; DIA, J.F. Influência de variáveis nos resultados de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto armado. Revista Ciência & Engenharia, Uberlândia, 2013.

Capítulo 3



10.37423/230607844

MODELO MATEMÁTICO PARA PREDIÇÃO DAS RESISTÊNCIAS RESIDUAIS DE VIGAS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Youssef Hassan Moussa

Universidade Federal do Pará

Bernardo Nunes de Moraes Neto

Universidade Federal do Pará



Resumo: A referida pesquisa apresenta um estudo que visa avaliar a eficiência das fibras de aço como mecanismo de reforço adicional em vigas de concreto armado com uma taxa mínima de armadura. Utilizando um banco de dados de ensaios de flexão em prismas entalhados, foram desenvolvidas propostas empíricas para estimar as resistências residuais à tração na flexão. As resistências residuais f_{Ri} foram relacionadas com parâmetros como a resistência à compressão do concreto e o índice de reforço do concreto reforçado com fibras de aço. As equações desenvolvidas permitem estimar as resistências residuais f_{Ri} levando em consideração a classe de resistência do concreto e o volume de fibras de aço utilizado. Essas propostas fornecem uma abordagem prática para estimar as resistências residuais à tração na flexão em vigas de concreto armado com taxa mínima de armadura, contribuindo para um melhor dimensionamento e otimização de estruturas reforçadas com fibras de aço.

Palavras- Chaves: Fibra de aço; Reforço; concreto armado.

1 INTRODUÇÃO

A evolução da engenharia civil é notória nos últimos anos e esse progresso pode ser constatado nos mais variados campos de aplicação. Nas considerações teóricas, por exemplo, tem-se o surgimento de novos conceitos e modelos mecânicos, nas questões de projeto, verificam-se os novos *softwares* de cálculo e no que diz respeito aos processos construtivos, comentam-se as inovações quanto às argamassas para assentamento de alvenarias e aos sistemas *steel deck* e *bubbledeck* (CALISTER e RETHWISCH, 2015).

Além desses, outros incontáveis exemplos podem ser citados para outras ramificações da engenharia. Diante o inegável progresso, no que diz respeito aos materiais de construção, o concreto continua sendo o mais empregado a nível mundial. Segundo MEHTA e MONTEIRO (2013), o concreto, depois da água, é o produto mais consumido pela humanidade.

A vantagem do concreto, com relação aos demais materiais de construção (aço, madeira, alumínio e outros), deve-se, entre inúmeros aspectos, à sua capacidade de ser moldado e ao processo de fabricação relativamente simples. Apesar da condição de destaque, o concreto apresenta o infortúnio de não resistir aos esforços de tração, havendo, desta maneira, a necessidade de complementá-lo com um reforço nestas regiões tracionadas (NAAMAN, 2003).

Atualmente, as armaduras (barras de aço) são os mecanismos de reforço mais empregados, caracterizando assim o concreto armado. Nesse cenário de reforço para o concreto, salienta-se também a utilização de fibras (concreto com fibras), uma prática antiga, mas com desenvolvimento tecnológico recente (NAAMAN, 2003).

Nessas circunstâncias, o presente estudo é dedicado à avaliação da eficiência das fibras de aço no reforço à flexão de vigas em concreto armado (CA) com taxa de armadura mínima, segundo o *ModelCode10* (2011) adotou-se reforçar as vigas com taxa mínima para que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras seja evidenciado. Para isso foi estabelecido um banco de dados proveniente de literatura científica, sobre ensaios de flexão em três pontos de prismas entalhados para discutir a elaboração de proposta que permitam estabelecer estimar as resistências *f_{Ri}*.

2 METODOLOGIA

2.1 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA RESIDUAL f_{Ri}

Nesta seção, um banco de dados (BD) sobre ensaios de flexão em três pontos de prismas entalhados, conforme sugere o *ModelCode10* (2011), será apresentado e avaliado, através de recursos estatísticos, para que propostas simples, mas relativamente precisas, sejam estabelecidas para estimar as resistências residuais à tração na flexão f_{Ri} ($i = 1, 2, 3$ e 4). Ademais, também será avaliada a capacidade destas propostas em reproduzir as relações *tensão-CMOD* e *tensão-deslocamento*, as quais são regularmente obtidas a partir do ensaio de flexão em três pontos de prismas entalhados.

2.2 BANCO DE DADOS (BD)

O BD desta análise é formado por 27 pesquisas, totalizando 89 ensaios de flexão em três pontos de prismas entalhados, como define o *ModelCode10*. Ressalta-se que os dados coletados apresentam diversidade limitada de informações, o que restringe a investigação sobre as resistências residuais f_{Ri} ($i = 1, 2, 3$ e 4). De qualquer forma, dentre as diversidades, comenta-se a resistência à compressão do concreto, $25 \text{ MPa} < f_c < 100 \text{ MPa}$, o consumo de fibras, $0,1 \% < C_f < 1,25 \%$ e o fator de forma das fibras, $35 < l_f/d_f < 80$. Adicionalmente, salienta-se que todos os prismas estudados são reforçados apenas por fibras de aço do tipo *hooked-end* e com comportamento *softening* quanto à relação *carga-CMOD*. O resumo do BD é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1- Resumo do BD para a análise de f_{Ri} .

Autor	N° Prismas	f_c (MPa)	C_f (%)	l_f/d_f
BARROS (1995)	7	35-55	0,4-0,8	60-75
BARRAGAN (2002)	1	40	0,3	80
FERRER BOIX (2003)	8	55-60	0,5-1,0	60
BARROS <i>et al.</i> (2003)	2	60-65	0,3-0,5	65
CUNHA <i>et al.</i> (2003)	6	25-35	0,1-0,5	65-80
PEREIRA <i>et al.</i> (2004)	1	55	0,4	80
BARROS <i>et al.</i> (2005)	6	30	0,15-0,5	65-80
LÖFGREN (2005)	5	- a	0,5-1,0	65
POH <i>et al.</i> (2008)	3	30-50	0,4-0,55	80
GIACCIO <i>et al.</i> (2008)	3	55-60	0,3-0,55	60-80
FERRARI E HANAI (2009)	1	- a	1	35
TORRIJOS <i>et al.</i> (2010)	2	- a	0,5	50-80
MONTAIGNAC <i>et al.</i> (2011)	3	45-65	1,0-1,25	65-80
BURATTI <i>et al.</i> (2011)	1	30	0,3	50
DING (2011)	5	- a	0,1-0,4	65-80
ZERBINO <i>et al.</i> (2012)	1	- a	0,5	80

LIMA (2012)	3	60	0,25-0,8	80
LOURENÇO (2012)	9	30-60	0,3-1,0	65
GOUVEIA (2012)	4	30-45	0,5-1,0	65
PUJADAS <i>et al.</i> (2012)	4	25	0,3-0,55	65-80
AMIN <i>et al.</i> (2013)	2	55-60	0,5	65
MESKENAS <i>et al.</i> (2013)	1	35	0,5	50
CONFORTI <i>et al.</i> (2013)	2	30	0,3-0,5	65
MOREILLON (2013)	2	100	0,3	80
PAJAŁ e PONIKIEWSKI (2013)	1	100	0,5	35
TIBERTI <i>et al.</i> (2014)	1	30	0,25	50

^a Informação não fornecida pelo autor.

3 ANÁLISE DOS DADOS E DISCUSSÃO

No momento atual do conhecimento, os ensaios de flexão em três pontos de prismas entalhados, os quais fornecem as relações *carga-CMOD* e *carga-deslocamento*, vem se firmando como um dos ensaios padrão de caracterização do CRFA. Neste contexto, as resistências residuais f_{Ri} ($i = 1, 2, 3$ e 4) são os parâmetros utilizados para definir o comportamento fissurado desse tipo de concreto. Hodiernamente, as resistências f_{Ri} são empregadas regularmente em propostas de modelos de flexão e cisalhamento de vigas em CRFA, como se constata no RILEM TC 162-TDF (2003), no *ModelCode10* e nas pesquisas de BLANCO *et al.* (2013), MINELLI *et al.* (2014) e KLPŠA *et al.* (2014).

Apesar da aplicação abrangente, a apreciação das resistências f_{Ri} se dá, até o presente momento, apenas por meio de ensaios experimentais, não havendo, ainda, expressões práticas que permitam estimar esta grandeza com maior simplicidade, como acontece para a avaliação do módulo de elasticidade E_c e da resistência à tração média do concreto f_{ctm} , ver Eqs. 3.1 e 3.2, respectivamente, conforme sugere o *ModelCode10* (2011).

$$E_c = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3} \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln[1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + 8)] & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Eq. 3.2}$$

À vista disso, com o intuito de contribuir ao estudo, apresentam-se a seguir propostas empíricas que permitirão avaliar as resistências residuais f_{Ri} de maneira simples e relativamente precisa. Com base no que foi apresentado em MORAES NETO *et al.* (2013) e MORAES NETO *et al.* (2014), acredita-se que as funções potencias, ver Eq. 3.3, são as mais apropriadas para estimar as resistências residuais de

CRFA. Para explicar a questão, a Figura 1 mostra a avaliação da relação f_{R1} - IR dos prismas do BD a partir de diferentes funções, sendo $IR = Cf \cdot lf/df$ o índice de reforço do concreto reforçado com fibras de aço, com Cf em %. Nessa figura 1, abordou-se a relação f_{R1} - IR , pois, conforme se discutirá, IR é um parâmetro relevante para avaliar a resistência residual f_{R1} no comportamento pós-fissurado do CRFA.

$$f(x) = a \cdot x^b$$

Eq. 3.3

onde a e b são constantes que definem a função $f(x)$.

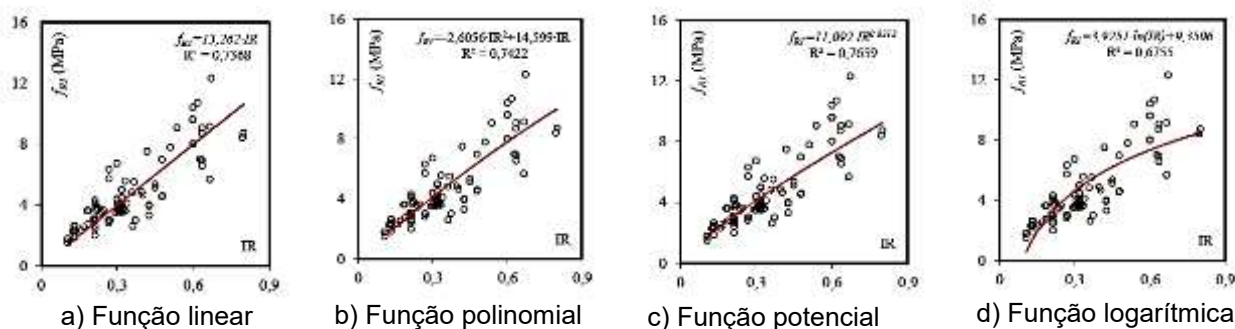


Figura 1- Análise da relação f_{R1} - IR .

Fundamentado nos resultados coletados para o BD e nas pesquisas de KELPŠA *et al.* (2015) e BARROS e ANTUNES (2003), verificou-se, tomando como referência a resistência residual f_{R1} , ver Figura 2, que a resistência à compressão do concreto f_c e o índice de reforço do CRFA, $IR = Cf \cdot lf/df$, são parâmetros importantes na avaliação da resistência residual f_{R1} e, de um modo mais geral, no comportamento fissurado do concreto com fibras. Além disso, a Figura 2 também permite confirmar que a relação f_{R1} - IR se mostra mais expressiva, comparativamente às relações f_{R1} - Cf e f_{R1} - lf/df , isto é, o parâmetro IR é mais sensível às oscilações da resistência f_{R1} , ou de um modo mais global, às oscilações das resistências f_{Ri} ($i = 1, 2, 3$ e 4).

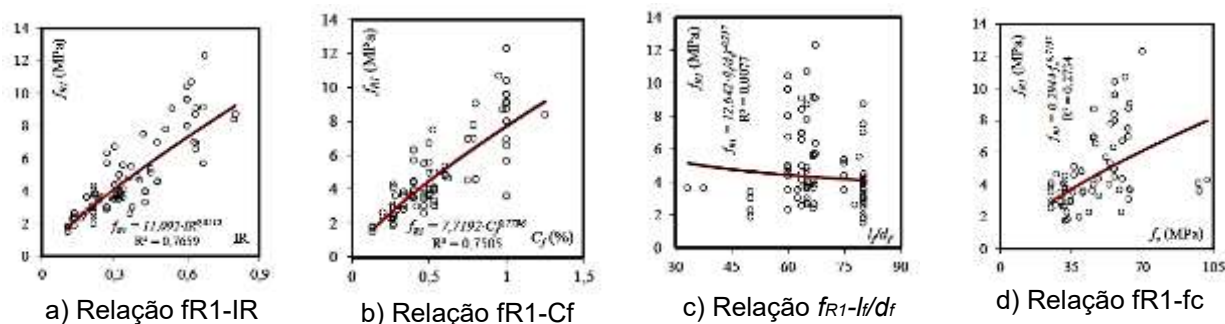


Figura 2. Avaliação da sensibilidade de IR , Cf , lf/df e f_c às oscilações da resistência residual f_{R1} .

Após avaliar extensivamente o BD e pesquisas como as de BOULEKBACHE *et al.* (2010), TORRIJOS *et al.* (2010), KANG *et al.* (2011) e MARTINIE e ROUSSEL (2011), constatou-se que para reproduzir com excelência o comportamento fissurado do CRFA, haveria a necessidade de incorporar às variáveis do estudo, parâmetros que ainda estão em fase de exploração por parte do meio científico, como a influência do fator de orientação das fibras, a homogeneidade/dispersão das fibras na massa de concreto, a relação interfacial *fibra-concreto* e, até mesmo, o modo de preparo e lançamento do CRFA. Alternativamente à consideração anterior, comenta-se que as simulações numéricas (não linear do material) também são capazes de fornecer respostas aprimoradas, como mostra BARROS *et al.* (2005). Apesar de apresentarem resultados suficientemente precisos, é inegável que ambas as soluções incorporam dificuldade ao estudo e falta de praticidade à sua aplicação.

Neste sentido, a presente pesquisa visa estimar as resistências residuais f_{Ri} de forma prática e relativamente precisa, considerando-se como respostas satisfatórias $\lambda_{med} \in [0,85-1,15]$ e $CV < 25 \%$. Onde $\lambda_{med} = f_{Ri,exp}/f_{Ri,teo}$ representa o resultado médio estabelecido a partir da análise da razão entre as respostas experimentais (coletadas no BD) e teóricas (estimadas pelas propostas) e CV denota o coeficiente de variação. Para alcançar esta praticidade de aplicação, apenas parâmetros de simples avaliação estão sendo ponderados na fase atual do estudo.

Com base nas informações apresentadas no BD e nas considerações de MORAES NETO *et al.* (2014), verificou-se, após avaliar inúmeras possibilidades, que a relação $f_{R1}-IR$ se mostrou a mais eficiente para calcular f_{R1} , visto que $R^2 = 0,7659$, condição mais próxima da unidade, ver Figura 3. Entretanto, admitir que a resistência residual f_{R1} seja estimada apenas em função de $IR = C_f \cdot l_f / d_f$ pode representar uma restrição à proposta, uma vez que a Figura 3.2d revela a notória influência da classe de resistência do concreto no valor de f_{R1} . Sendo assim, acredita-se que a relação $f_{R1}/f_{ct}-IR$, escrita a partir de uma função potencial, ver Eq. 3.4, seja oportuna para estimar a resistência f_{R1} , como se apresenta na Figura 3. Adicionalmente, comenta-se que nas análises seguintes, a resistência à tração do concreto f_{ct} , ver Eq. 3.4, será estabelecida a partir de Eq. 3.2 ($f_{ct} = f_{ctm}$), uma vez que há carência dessa informação no BD.

$$f_{R1} = k_{1,R1} \cdot f_{ct} \cdot (IR)^{k_{2,R1}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Para as demais resistências residuais, constatou-se que a relação $f_{Ri}-f_{R1}$ ($i = 2, 3$ e 4) fornecem estimativas mais precisas ($\lambda_{med} \approx 1,0$) e menos dispersas (baixo valor de CV),

$$f_{R2} = k_{1,R2} \cdot (f_{R1})^{k_{2,R2}} \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$f_{R3} = k_{1,R3} \cdot (f_{R1})^{k_{2,R3}} \quad \text{Eq. 3.6}$$

$$f_{R4} = k_{1,R4} \cdot (f_{R1})^{k_{2,R4}} \quad \text{Eq. 3.7}$$

comparativamente à relação f_{Ri}/f_{ct-IR} ($i = 2, 3$ e 4). Sendo assim, propõem-se para o cálculo de f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} as expressões Eq. 3.5, Eq. 3.6 e Eq. 3.7, respectivamente.

Nas expressões de f_{Ri} , as constantes $k_{1, Ri}$ e $k_{2, Ri}$ ($i = 1, 2, 3$ e 4) serão definidas a partir da análise dos dados coletados no BD. Visto que as propostas de f_{Ri} serão discutidas em função da classe de resistência do concreto e do parâmetro IR , a Figura 3 ilustra o histograma dos dados coletados para o BD em função de f_c e IR . Nessa figura, fica clara a restrição de exemplares para $f_c > 70$ MPa, condição que pode limitar a abrangência de aplicação das propostas. Além disso, também é importante comentar que está sendo adotado para a classe $f_c \leq 30$ MPa que $f_c \in [20-30]$ MPa, ou seja, adotou-se $f_c = 20$ MPa como o valor mínimo de resistência para aplicação estrutural.

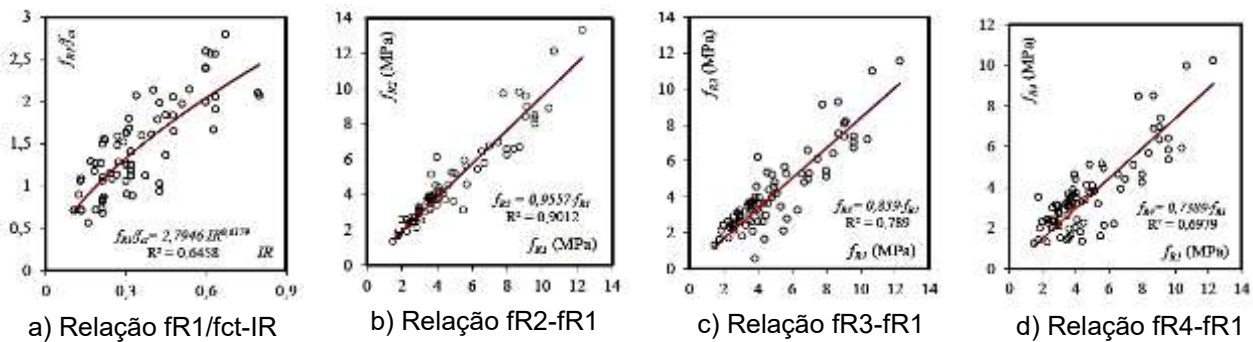


Figura 3- Propostas para estimar as resistências residuais f_{Ri} .

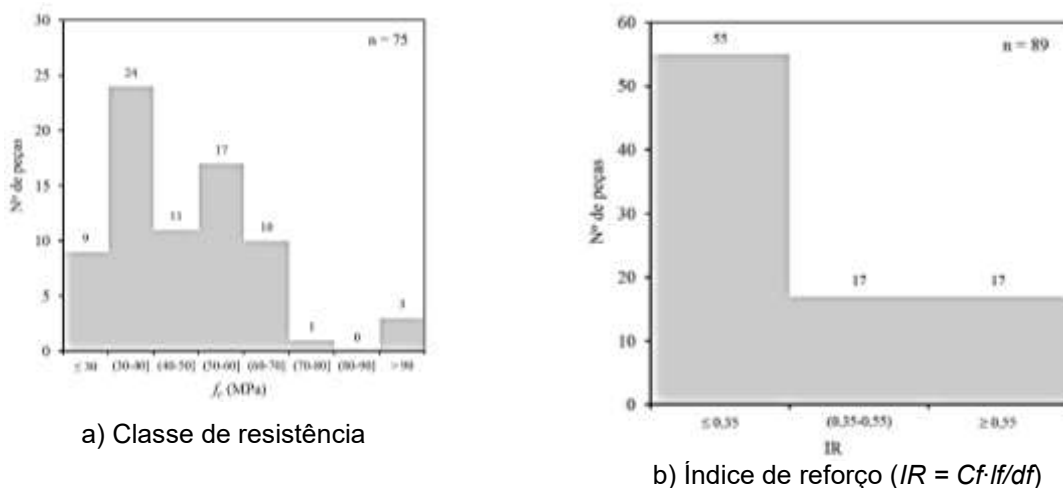


Figura 4- Histograma dos dados coletados para o BD.

Comparando as relações $fR1-IR$ e $fR1/fct-IR$, ver Figuras 3 e 4, fica claro que o valor de $R2$ da primeira relação ($R2 = 0,7659$) é mais favorável (próximo da unidade) que o da segunda ($R2 = 0,6458$). Sendo assim, com a intenção de aprimorar a proposta de $fR1$, a partir da relação $fR1/fct-IR$, ver Eq. 3.4, as constantes $k1, R1$ e $k2, R2$ serão definidas em função da classe de resistência do concreto. Para esta análise, apresenta-se a Figura 3, onde a relação $fR1/fct-IR$ é avaliada para diferentes classes de resistência f_c . As equações apresentadas com os gráficos representam as propostas $fR1/fct-IR$ para as diferentes classes de resistência do concreto. Além disso, esta figura também ilustra que a análise ficou limitada à classe de resistência $f_c = 70$ MPa, dada a restrição de exemplares para $f_c > 70$ Mpa.

8- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Portanto, o estudo da eficiência das fibras de aço no reforço à flexão de vigas em concreto armado tem demonstrado resultados promissores. Através da análise de um banco de dados de ensaios de flexão em três pontos de prismas entalhados, foi possível avaliar as resistências residuais fRi e propor estimativas simples e relativamente precisas. As relações entre as resistências fRi e o índice de reforço do concreto com fibras de aço (IR) revelaram-se eficientes, especialmente a relação $fR1-IR$. Além disso, constatou-se que as relações $fRi-fR1$ ($i = 2, 3$ e 4) fornecem estimativas mais precisas e menos dispersas, contribuindo para o conhecimento e avanço na área do concreto reforçado com fibras de aço.

Assim, é importante ressaltar que ainda existem desafios a serem superados no estudo das fibras de aço como mecanismo de reforço no concreto. A influência de diversos fatores, como o fator de orientação das fibras, a homogeneidade/dispersão das fibras na massa de concreto e a relação

interfacial fibra-concreto, ainda precisa ser explorada de forma mais abrangente. Além disso, a consideração desses parâmetros em modelos de simulação numérica pode fornecer respostas ainda mais aprimoradas. A busca por soluções práticas e precisas para estimar as resistências residuais f_{Ri} continua sendo um objetivo relevante para a aplicação segura e eficiente do concreto reforçado com fibras de aço na construção civil.

REFERÊNCIAS

BARROS, J.; ANTUNES, J. (2003). Experimental characterization of the flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete according to RILEM TC 162-TDF recommendations. International RILEM Workshop on Test and Design Methods for Steelfibre Reinforced Concrete, 18, 77-89.

BARROS, J.A.O.; MORAES NETO, B.N.; MELO, G.S.S.A.; FRAZÃO, C.M.V. (2015). Assessment of the effectiveness of steel fibre reinforcement for the punching resistance of flat slabs by experimental research and design approach. Composites Part B, v.78, 8-25.

BLANCO, A.; PUJADAS, P.; FUENTE, A.; CAVALARO, S.; AGUADO, A. (2013). Application of constitutive models in European codes to RC-FRC. Construction and Building Materials, v.40, 246-259, March.

BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S. (2010). Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material. Construction and Building Materials, 24, 1664-1671.

CALLISTER, W.D.; RETHWISCH, D.G. (2015). Fundamentals of Materials Science and Engineering: An Integrated Approach. Wiley, 5th ed.

KANG, S.T.; LEE, B.Y.; KIM, J-K.; KIM, Y.Y. (2011). The effect of fibre distribution characteristics on the flexural strength of steel fibre-reinforced ultra high strength concrete. Construction and Building Materials, 25, 2450-2457.

KELPŠA, Š.; AUGONIS, M.; DAUKŠYS, M.; AUGONIS, A.; ŽIRGULIS, G. (2015). Empirical calculation method of residual flexural tensile strength $f_{R,1}$ of SFRC. MECHANIKA, v.21, 4, 257-263.

MARTINIE, L.; ROUSSEL, N.. (2011). Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. Cement and Concrete Research, 41, 993-1000.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (2013). Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. McGraw-Hill Professional Publishing, 4th ed.

MINELLI, F.; CONFORTI, A.; CUENCA, E.; PLIZZARI, G. (2014). Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear?. Materials and Structures, 47, 459-473.

MORAES NETO, B.; BARROS, J.; MELO, G. (2014). Model to Simulate the Contribution of Fiber Reinforcement for the Punching Resistance of RC Slabs. Journal of Materials in Civil Engineering, v.26, Issue 7, July.

MORAES NETO, B.N.; BARROS, J.A.O.; MELO, G.S.S.A. (2013). A model for the prediction of the punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs centrally loaded. Construction and Building Materials, v.46, 211-223, September.

NAAMAN, A.E. (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. Journal of Advanced Concrete Technology, v.1, n.3, 1-12, October.

RILEM TC 162-TDF. (2002). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test, Final Recommendation. Materials and Structures, v.35, 579-582, November.

TORRIJOS, M.C.; BARRAGÁN, B.E.; ZERBINO, R.L. (2010). Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes. *Construction and Building Materials*, 24, 1078-1085.

Capítulo 4



10.37423/230607845

PROPOSTA PARA VERIFICAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO AO CISALHAMENTO

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará



Resumo: O comportamento de vigas de concreto armado ao cisalhamento ainda é objeto de muitas pesquisas, principalmente devido às normas estimarem resistências últimas superiores às observadas experimentalmente, uma vez que consideram ganhos de resistência proporcionais ao acréscimo de armadura transversal, sem qualquer limitação e sem considerar a contribuição de outros parâmetros, como a armadura longitudinal, por exemplo. A norma brasileira NBR 6118 (2014) não é exceção e também apresenta baixa precisão e segurança em suas estimativas. Visando estas estimativas, foi montado um banco de dados com 168 vigas de concreto armado com estribos, sendo que todas romperam ao cisalhamento por tração diagonal, e estabeleceu-se parâmetros e relações entre estes para melhorar a segurança das vigas, racionalizando o dimensionamento e estipulando com maior precisão a resistência última. É apresentada uma formulação para estimar esta resistência com base na norma NBR 6118 (2014) e uma análise estatística dos parâmetros de segurança para o cálculo da armadura mínima pela norma e a formulação proposta, comparando-se a performance e confiabilidade de cada modelo.

Palavra-chave: Concreto armado, viga, cisalhamento, banco de dados, reforço estrutural.

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento e verificação do estado limite ultimo e de serviço em vigas de concreto armado a flexão são de total conhecimento e fácil aplicabilidade na determinação das armaduras longitudinais, porém quando segue-se o cálculo das armaduras transversais para combater os esforços cortantes encontra-se uma série de fatores que dificultam o cálculo simplificado e consequentemente preciso, portanto é fundamental quantificar e ponderar os principais elementos que influenciam na resistência ao cisalhamento.

Diversos modelos foram apresentados desde a década de 1930 como mostra COLLINS *et al* (1996), porem as analogias com treliça de Mörsch, mesmo que desenvolvida a mais de cem anos, é ainda a que se destaca na norma brasileira e várias normas internacionais advindo a sua simplicidade e praticidade no cálculo. Outros métodos mais precisos foram desenvolvidos, levando em consideração fatores como a influência do atrito entre as fissuras das bielas que REINECK (1995) demonstrou e o consequente ganho de resistência, além de modelos de campos de compressão desenvolvido por MITCHELL & COLLINS (1974) e o a teoria do campo de compressão modificada por VECCHIO & COLLINS (1986).

O modo de ruptura por cisalhamento em vigas é oriundo da combinação do momento fletor, esforço cortante e raramente de esforços axiais, como mostrado na figura 01 e figura 02, essa combinação é responsável pela inclinação das fissuras de cisalhamento, que variam o ângulo da biela de acordo com a relação desses fatores e principalmente pela forma de carregamento. Contudo é importante ressaltar a complexidade das variáveis responsáveis pelo grau de resistência da viga, como as dimensões transversais, que não se comporta de maneira linear as tensões internas, resistência a compressão do concreto, taxas de armaduras longitudinais, transversais e o modo de carregamento.

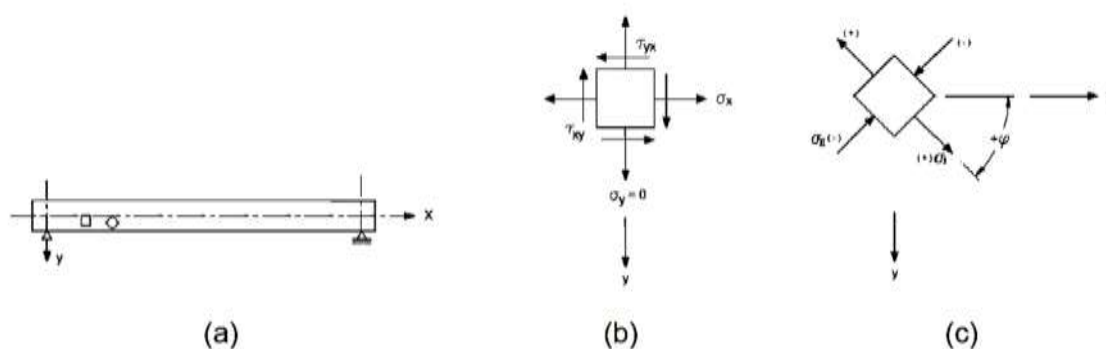


Figura 1 - Componentes de tensões no plano x-y (b) e plano principal (c).

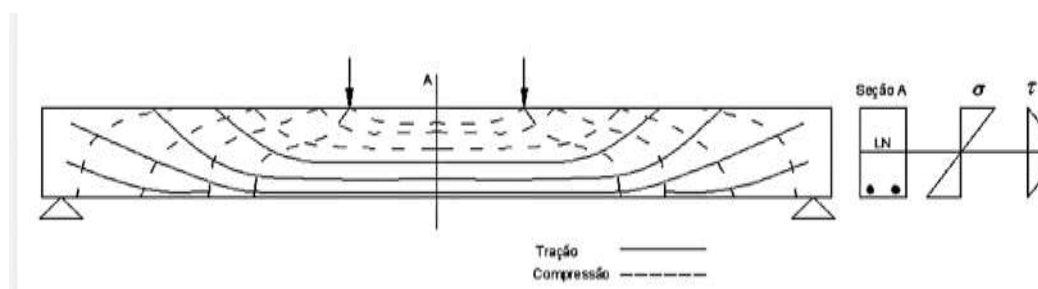


Figura 02 – Tensões principais em vigas não fissuradas sob flexão

2 PRESCRIÇÃO NORMATIVA (NBR 6118)

2.1 DIMENSIONAMENTO

A NBR 6118 (ABNT, 2014) continuou com as mesmas mudanças significativas da NBR 6118 (ABNT, 2003) para o dimensionamento de vigas de concreto armado e protendido ao esforço cortante, agregando os valores contribuintes da armadura transversal (V_{sw}) e concreto (V_c), além disso a norma adotou algumas similaridades com a Eurocode 2 (ECS, 2014), ao adotar um modelo de treliça generalizada e a mudança dos valores para a parte contribuinte do concreto

A analogia feita para determinar as cargas ou armaduras necessárias para combater o cisalhamento é através de uma treliça de banzos paralelos, com uso de diagonais (bielas comprimidas) com ângulos variando entre 30° e 45° onde o estribo contém ruptura na diagonal tracionada da treliça, ou seja, o deslizamento das interfaces fissuradas, como pode ser visto na figura 3

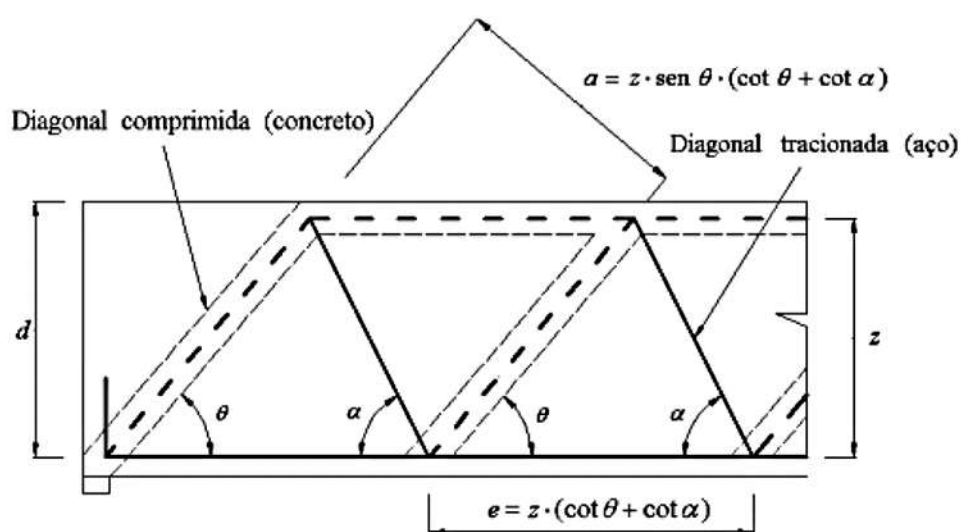


Figura 3 – Treliça de Mörsch.

2.1.1 MODELO I ($\theta=45^\circ$)

O modelo I apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é baseado na treliça de Ritter-Mörsch com valor fixo da biela ($\theta=45^\circ$) e valor constante de contribuição do concreto (V_c), independente da força solicitante do estribo (V_{sw}).

2.1.1.1 VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA

Para o dimensionamento das armaduras ou verificação da estrutura é desejável a verificação das condições de integridade das bielas, ou seja, é indesejável o rompimento da viga por uma ruptura brusca nelas, procurando sempre a ruptura por tração na diagonal.

Primeiramente é visto a seguinte condição de segurança:

$$\tau_{Sd} > \tau_{Rd2} \quad (\text{Equação 1})$$

$$\tau_{Sd} < \tau_{Rd3} = \tau_c + \tau_{sw} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

τ_{Sd} – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

τ_{Rd2} – Tensão cortante relativo à ruína das diagonais comprimidas;

τ_{Rd3} - Tensão cortante relativa à ruptura por tração na diagonal;

τ_c – Parcela da tensão resistente do concreto ao modelo de treliça;

τ_{sw} - Parcela da tensão resistente do estribo ao modelo de treliça.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), utiliza alguns fatores que limitam a resistência a compressão do concreto como o valor de α_v para representar o índice de fragilidade do concreto, dado por $(1 - f_{ck}/250)$ e o braço de alavanca limitado em $0,9 \cdot d$ (onde "d" é a altura útil) como pode ser visto na Equação 3:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 3}$$

Para fins de verificação da integridade da peça estrutural, temos que $\tau_{Sd} = \tau_{Rd3}$, consequentemente:

$$\tau_{Sd} = \tau_c + \tau_{sw} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

$$\tau_c = 0,09 \cdot f_{ck} \quad \text{Equação 5}$$

$$\tau_{sw} = 0,9 \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad \text{Equação 6}$$

2.1.2 MODELO II ($30^\circ \leq \theta < 45^\circ$)

O modelo de cálculo II admite a variação do ângulo da biela entre 30° e 45° e a parcela de (V_c) tenha uma redução com o aumento de (V_{sd}) de forma linear, adotando o modelo de treliça generalizada, com os mesmos princípios da treliça de Ritter-Mörsch obtemos uma maior racionalização dos valores de estado de limite ultimo e serviço.

2.1.2.1 VERIFICAÇÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA

O modelo II é representado de forma análoga ao modelo I em relação a verificação das bielas, porém com a formula mais abrangente, onde aparecem todas as relações trigonométricas ocultas nas substituições para o modelo I

$$\tau_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot 2 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad \text{Equação 06}$$

Todo o processo de cálculo é similar ao modelo anterior, porém a resistência relativa ao concreto vai linearmente decrescendo com o aumento da parcela colaborativa dos estribos, portanto é realizado a interpolação entre os valores.

Portanto, temos que:

$$\tau_{c1} = \tau_{c0} \cdot \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{Sd}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}} \right)$$

Equação 7

Onde:

τ_{c0} – Valor de referência para τ_c , quando $\theta = 45^\circ$

τ_{c1} - Valor de referência para τ_c , quando $30^\circ \leq \theta < 45^\circ$

3 BANCO DE DADOS

A norma brasileira utiliza poucos parâmetros para o dimensionamento das armaduras transversais, por isso a inclusão de novas variáveis para o dimensionamento e verificação do estado limite ultimo de vigas de concreto armado são essenciais para maior precisão e racionalização do cálculo, para segurança e economia.

Portanto, nesse trabalho, foi analisado o comportamento de 168 vigas de concreto armado reforçadas por estribos levadas até a ruína. As características dessas peças são resumidas na Tabela 1.

Tabela 1 – Banco de dados resumido

Pesquisador	Peças	bw (cm)	d (cm)	f'c (KN/cm ²)	pl (%)	pwfy (KN/cm ²)	tEXP
[1]	2	15,2	29,8	5,97 - 8,29	3,36	0,034	0,22 - 0,25
[2]	7	30,48 - 30,5	53,87	3,64 - 7,23	2,41	0,034 - 0,069	0,135 - 0,23
[3]	6	35,53 - 45,72	55,88 - 76,2	7,24 - 12,53	1,59 - 2,75	0,034 - 0,104	0,15 - 0,34
[4]	4	5	28	6,11 - 7,14	4,39 - 6,62	0,214 - 0,321	0,6 - 0,9
[5]	9	37,5	65,5	3,6 - 8,7	2,8	0,035 - 0,102	0,15 - 0,29
[6]	2	30	92,5	6,5 - 8	1,01	0,04	0,14 - 0,16
[7]	36	25	19,8 - 29,9	6,36 - 8,94	1,66 - 2,8	0,06 - 0,149	0,24 - 0,42
[8]	12	20	35,1 - 35,3	4,99 - 8,7	2,28 - 2,99	0,058 - 0,129	0,25 - 0,44
[9]	3	15	65,65	8,86 - 9,99	2,99	0,044 - 0,064	0,26 - 0,31
[10]	38	15,24	25,4	2,02 - 5,7	0,98 - 4,16	0,038 - 0,225	0,19 - 0,62
[11]	10	17,78	38,1	2,41 - 4,49	1,89 - 5,68	0,068 - 0,191	0,256 - 0,491
[12]	2	15,2	55,88	3,24 - 3,62	1,68	0,138 - 0,149	0,3 - 0,33
[13]	6	29	27,8	4,93 - 4,98	1,95	0,059 - 0,193	0,22 - 0,39
[14]	1	30	92,5	4,7	0,76	0,04	0,123
[15]	3	15	32,5	2,23 - 2,61	1,24	0,14	0,25 - 0,31
[16]	3	20	30,3	4,19	2,99	0,063 - 0,115	0,29 - 0,35
[17]	12	19,5 - 20,1	30,5 - 31,2	3,77 - 4,52	2,86 - 2,99	0,06 - 0,105	0,21 - 0,38
[18]	9	20	36,25 - 36,36	2,42 - 5	1,35 - 2,03	0,135 - 0,208	0,26 - 0,38
[19]	3	10	15	3,4	2,68	0,255 - 0,506	0,54 - 0,7

[1] MPHONDE APUD CASTRO (1997); [2] JONHSON & RAMIREZ (1989); [3] ROLLER & RUSSELL (1990); [4] FENANDES (1994); [5] YOON et al (1996); [6] ANGELAKOS (1999); [7] KONG & RANGAN (1998); [8] CLADERA (2002); [9] TEOH et al (2002); [10] PLACAS & REGAN (1971); [11] HADDADIN et al (1971); [12] BELARBI & HSU (1990); [13] ADEBAR & COLLINS (1996); [14] COLLINS & KUCHUMA (1991); [15] CARELLI (2002); [16] ETXEBERRIA APUD CLADERA (2002); [17] GONZÁLEZ APUD CLADERA (2002); [18] WANG et al (2015); [19] LIM & OH (1999).

O banco de dados foi confeccionado com as seguintes metodologias:

- Resistência a compressão do concreto ($f'c > 2 \text{ KN/cm}^2$);
- Vigas com estribos e ruptura por tração na diagonal;
- Todas as vigas possuem armadura transversal e longitudinais perpendiculares entre si;
- Relação entre vão de cisalhamento e altura útil, a/d , maior que 2,4;
- Foram consideradas vigas com tensão de escoamento do aço menor que 900 Mpa.

4 FÓRMULA

4.1 AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS

Primeiramente foram correlacionados todos os principais parâmetros que influenciam na resistência ao cisalhamento nas vigas, confrontando os valores dessas variáveis com a resistência última das peças do banco de dados

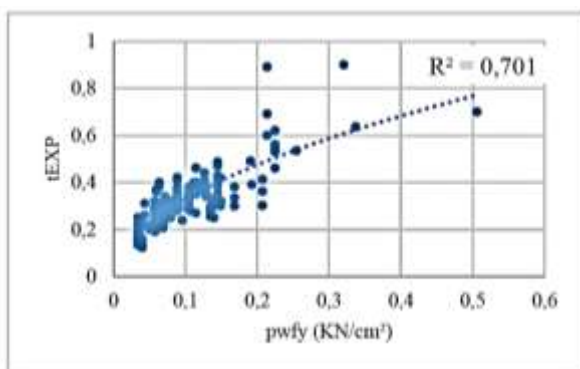


Figura 4 – Taxa de armadura transversal.

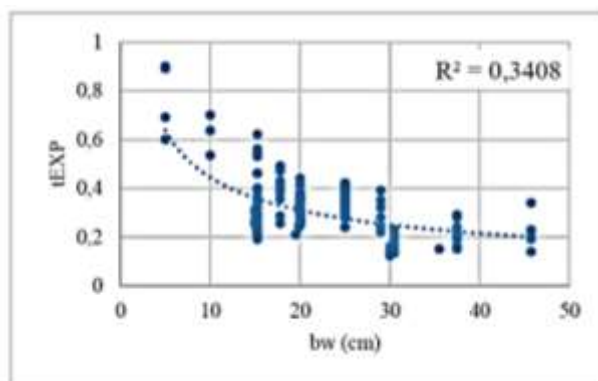


Figura 5 – Largura da viga.

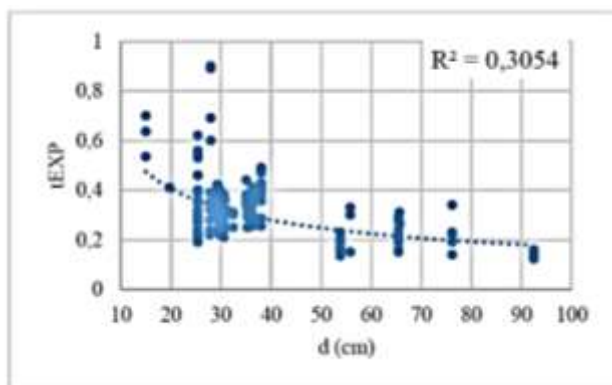


Figura 6 – Altura útil da viga.

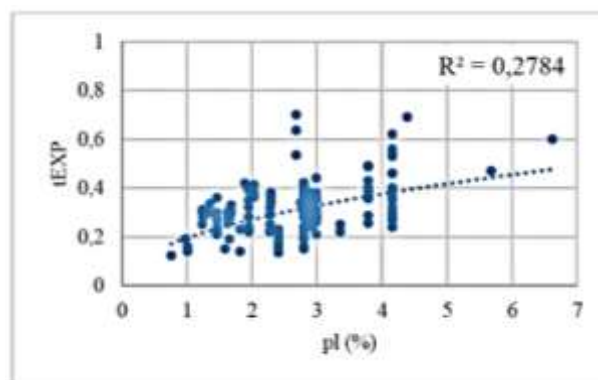


Figura 7 – Taxa de armadura longitudinal

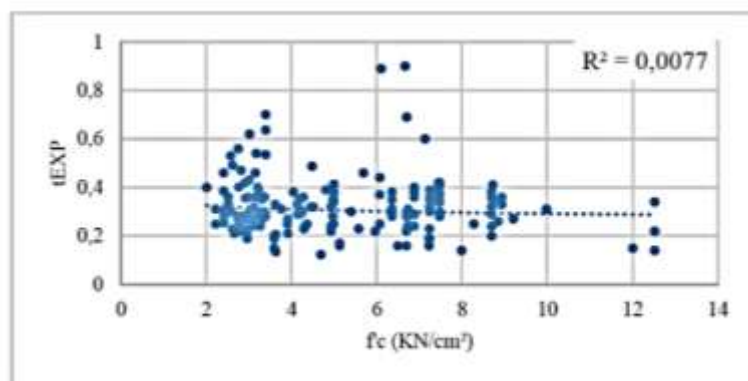


Figura 8 – Resistência à compressão do concreto.

2.1.2 ARMADURA MÍNIMA

A NBR 6118 (ABNT, 2014) prescreve um valor mínimo de armadura transversal, GARCIA (2002), evidencia alguns parâmetros para utilização de taxas mínimas de estribos como:

- Evitar ruptura bruscas por cargas não previstas em projeto;
- Conter a flambagem nas armaduras longitudinais comprimidas;
- Conter a inclinação das bielas e abertura das fissuras.

Tabela 2 – Esforços Reduzidos na Seção Remanescente - $\eta f = 1,4$.

Fissura	Altura	Caso I de Carregamento			Caso II de Carregamento		
c (cm)	a (cm)	Nk (tf)	Mkb (tf.m)	Mka (tf.m)	Nk (tf)	Mkb (tf.m)	Mka (tf.m)
50	124,1	276,0	2,8	20,6	242,8	36,9	17,0
120	110,3	276,0	6,6	43,6	242,8	39,7	35,8
150	104,3	276,0	8,3	53,5	242,8	40,9	43,8
200	94,5	276,0	11,0	69,9	242,8	42,9	57,2
250	84,6	276,0	13,8	86,3	242,8	44,9	70,6
430	49,0	276,0	23,7	145,5	242,8	52,1	118,9
c (cm)	a (cm)	σ_d	σ_{db}	σ_{da}	σ_d	σ_{db}	σ_{da}
50	124,1	0,36	0,01	0,03	0,31	0,09	0,02
120	110,3	0,39	0,02	0,07	0,34	0,11	0,05
150	104,3	0,41	0,02	0,09	0,36	0,11	0,07
200	94,5	0,44	0,03	0,14	0,39	0,13	0,11
250	84,6	0,49	0,04	0,21	0,43	0,14	0,17
430	49,0	0,79	0,11	1,00	0,69	0,25	0,82

2 REFERÊNCIAS

- BITTENCOURT, T. N.. Estudo experimental do fraturamento do concreto estrutural por meio de corpos de prova cilíndricos. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- CORNELL FRACTURE GROUP. Franc3D Menu & Dialog Reference. Cornell University, Ithaca, 1998.
- FERNANDES, C. A., et al.. Reforço de pilares de elevado do metrô de São Paulo, 41º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo, IBRACON, 1999.
- SHAH, S.P.; SWARTZ, S.E.; OUYANG, C.. Fracture mechanics of concrete -applications of fracture mechanics to concrete, rock and other quasi-brittle materials, New York, John Wiley & Sons, 1995.
- ADEBAR, P.; COLLINS, M. P.. Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, nº 02, p. 297-305, 1996.
- ANGELAKOS, D.; The Influence of the Concrete Strength and Longitudinal Reinforcement ratio on the Shear Strength of Large-size Reinforced Concrete Beams with and without Transverse Reinforcement. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Toronto, 1999.
- BELARBI, A.; HSU, T. T. C.; Stirrups Stresses in Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 87, nº 5, p. 530-538, 1990.
- CARELLI, J. A.; Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes, Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal

Capítulo 5



10.37423/230607846

FIBRAS DE AÇO NO REFORÇO À FLEXÃO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO COM TAXA DE ARMADURA MÍNIMA: UMA REVISÃO INTEGRATIVA DA LITERATURA

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Youssef Hassan Moussa

Universidade Federal do Pará

Bernardo Nunes de Moraes Neto

Universidade Federal do Pará



Resumo: Esta Pesquisa apresenta uma Revisão Bibliográfica abrangente sobre o uso do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e sua influência no reforço à flexão de vigas em concreto armado. O Estudo destaca os benefícios competitivos do CRFA em relação às barras de aço convencionais, assim como os avanços tecnológicos nas áreas de dosagem, preparo, caracterização nos estados fresco e endurecido, propriedades reológicas e modelos mecânicos de comportamento estrutural. Embora haja divergências entre pesquisadores e poucas considerações normativas, este estudo visa contribuir com os estudos experimentais que analisem o impacto das fibras no reforço à flexão de vigas, reforçadas tanto com fibras, quanto com barras de aço. A revisão bibliográfica aborda as propriedades do CRFA, os ensaios de flexão em primas entalhados e os modelos mecânicos propostos. Os resultados contribuem elucidando a importância que o CRFA representa, enquanto material de reforço promissor para vigas em concreto armado, fornecendo bases sólidas para sua aplicabilidade prática na construção civil.

Palavras- Chaves: Concreto. Flexão. Viga. Fibras de aço.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, pesquisas vêm comprovando os benefícios de se reforçar o concreto com fibras de aço e ressaltando a sua competitividade com os mecanismos convencionais de reforço para o concreto armado, as barras de aço. O destaque do CRFA advém do progresso tecnológico deste material, onde pesquisas discutem a dosagem, o preparo, a sua caracterização nos estados fresco e endurecido, as propriedades reológicas, entre outros aspectos (MEHTA e MONTEIRO, 2013).

Complementando a explanação, ressalta-se também o desenvolvimento de modelos mecânicos que reproduzem o comportamento dos elementos estruturais em CRFA (lajes, vigas, etc) em diferentes condições de solicitação (flexão, cisalhamento, etc) (BARROS, 1995).

De qualquer forma, apesar da evolução técnica e científica, apenas recentemente, algumas considerações de projeto estão sendo disponibilizadas em documentos normativos, *ModelCode10* e ACI 318 (2014). Além disso, frisa-se também que a divergência entre os pesquisadores, com relação a essas considerações, continua em discussão, o que ratifica a relevância de estudos elucidativos (DESTRÉE e MANDL, 2008).

A presente pesquisa almeja contribuir ao estudo do concreto reforçado com fibras de aço, discutindo, a partir de investigações experimentais, a influência dessas fibras no reforço à flexão de vigas em concreto armado. Além do reforço das fibras, as vigas também foram reforçadas com barras de aço, sendo a taxa de armadura próxima da mínima (DESTRÉE e MANDL, 2008).

Para tanto, o objetivo desta pesquisa será apresentado uma revisão bibliográfica onde se dialogue sobre três assuntos distintos, as propriedades do CRFA pertinentes ao estudo, o ensaio de flexão em três pontos de prismas entalhados e os modelos mecânicos de flexão para vigas em CRFA do RILEM TC-162-TDF (2003) e do *ModelCode10* (2011).

2 METODOLOGIA

Esta pesquisa é caracterizada por ser uma revisão integrativa da literatura não sistemática de caráter analítico- descritivo a respeito do tema proposto, com o objetivo de aprofundar os conhecimentos a respeito da utilização da fibra de aço no reforço à flexão de vigas em concreto armado com taxa de armadura mínima.

A coleta de dados foi estabelecida através de revisões sistemáticas de pesquisas bibliográficas, a pesquisa bibliográfica vincula-se à leitura, análise e interpretação de livros, periódicos, manuscritos, relatórios, teses, monografias.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

2.1 COMPÓSITO ESTRUTURAL: CONCRETO COM FIBRAS

CALISTER e RETHWISCH (2015) definem compósito como a combinação, a nível macroscópico, de duas, ou mais, fases com propriedades físicas e químicas distintas (material multifásico = matriz + reforço), planeando um composto resultante com propriedades mecânicas aprimoradas, comparativamente aos materiais constituintes. Extrapolando o conceito para o âmbito do concreto reforçado com fibras - CRF (composto resultante), a adição de fibras (reforço, com elevada capacidade de absorção de energia/deformação) à massa de concreto (matriz, material frágil) almeja aprimorar, entre outras propriedades, a ductilidade e a tenacidade deste concreto.

No que se refere à aplicação do CRF na construção civil, NAAMAN (2003) comenta, que apesar do desenvolvimento tecnológico recente, a essência do conceito vem sendo praticada aproximadamente desde os primórdios da evolução humana. BRESCANSIN (2003) relata que há 5000 anos havia a produção de postes de argilas reforçados com fibras de asbesto e que há 3500 anos os egípcios fabricavam tijolos de barro reforçados com fibras de palha e/ou capim. Além disto, também há evidências que antigos construtores utilizavam crina de cavalo nas argamassas com a intenção de melhorar as propriedades da mistura.

2.1.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA)

O *ModelCode10* (2011) define CRFA o material formado a partir da mistura de uma matriz cimentícia com fibras discretas e descontínuas de aço. No que diz respeito ao preparo do CRFA, recomenda-se, para um estudo mais profundo, as pesquisas de BARROS (1995), BARROS (2000), FIGUEIREDO (2000), BOULEKBACHE *et al.* (2010) e ZĪLE e ZĪLE (2013).

Entretanto, para o momento, apresentam-se as recomendações do ACI 544.4R-88, que são concisas e práticas, apropriadas para a proposta desse estudo. O referido documento relata que o preparo do CRFA pode ser realizado com equipamentos e procedimentos convencionais, desde que o consumo de fibra, C_f , seja limitado entre 0,5 % e 1,5 % do volume de concreto.

Para quantidades maiores, o ACI 544.4R-88 sugere que o método de adicionar fibras à massa de concreto, assim como o procedimento de preparo do mesmo, ambos devem ser aprimorados. O ACI-544.3R-08 explica que para garantir a dispersão adequada das fibras e evitar a sua aglomeração, formação dos “*ouriços*”, ver Figura 1 é recomendável adicionar as fibras em uma mistura fluída.

A formação das aglomerações, na maioria das vezes, é consequência da adição indevida das fibras à mistura de concreto, pois uma vez lançadas aglomeradas ao misturador, possivelmente, permanecerão aglomeradas durante a fase de mistura dos materiais. Adicionalmente, o ACI-544.3R relata que a aglomeração acontece quando as fibras são lançadas apressadamente ao misturador, impossibilitando a homogeneidade adequada das fibras ao concreto.

Ressalta-se que o impacto na homogeneização pode ser minimizado se fibras coladas em pentes forem utilizadas, ver Figura 1. Nessas condições, quando os pentes são misturados ao concreto, tem a sua cola dissolvida, o que permite uma melhor trabalhabilidade do concreto.



a) Formação de *ouriços* (preparo inadequado)



b) Fibras em pentes

Figura 1- Aspectos sobre o concreto com fibras de aço (Fonte desconhecida).

Do exposto, constata-se o impacto da fibra, quando mal dosada/preparada, no comportamento do concreto fresco. Segundo o ACI 544.3R-08, a trabalhabilidade do CRFA é ligeiramente diferente do concreto sem fibras e por esse motivo o ACI 544.1R-96 não recomenda o *slump test* para avaliar a trabalhabilidade do CRFA. Alternativamente, sugere-se o *Vebe consistometer*, recomendação da BS 1881 (1983): *Part 104*, e o *inverted slump-cone time*, recomendação do ASTM C995 (2008). Informa-se que ambos os ensaios são realizados sob vibração mecânica.

No que diz respeito às fibras de aço, de acordo com NAAMAN (2003) e AMMAR ABID (2011), as fibras de aço utilizadas no concreto podem ser classificadas de diferentes maneiras, como segue. Quanto à

origem, têm-se as fibras orgânicas (celulose, sisal, bambu, etc), inorgânicas naturais (asbestos) e fabricadas (aço, vidro, etc).

Quanto às propriedades físicas e químicas, as fibras podem ser agrupadas, por exemplo, a partir da densidade, da capacidade reativa com o concreto, entre outras propriedades. Quanto às propriedades mecânicas, salienta-se a classificação quanto à resistência à tração, ao módulo de elasticidade, à ductilidade, à aderência, à deformação na ruptura e outras.

Quanto à dimensão, as fibras podem ser identificadas a partir da seção transversal/diâmetro e do comprimento. A Figuras 2 apresenta exemplos de diferentes fibras quanto à seção transversal e quanto ao mecanismo de ancoragem.

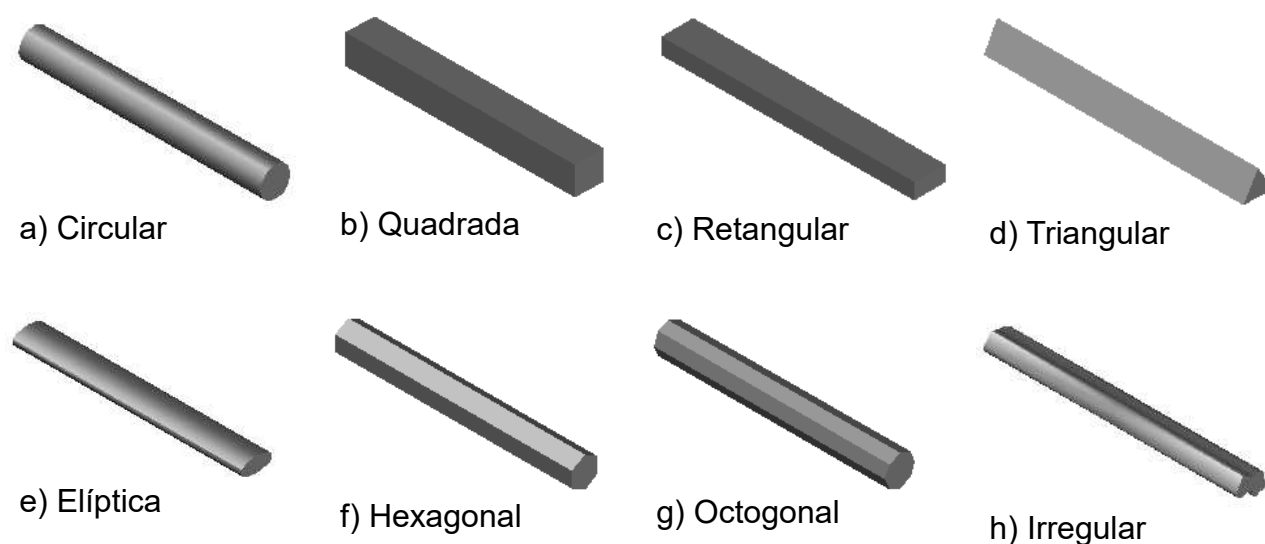


Figura 2- Classificação das fibras quanto à seção transversal (adaptado de LOFGREN, 2005).

Segundo NAAMAN (2003), apesar do desenvolvimento crescente do CRFA, poucas pesquisas foram realizadas almejando aprimorar a performance das fibras a partir da otimização da sua seção transversal. Neste sentido, o autor define o parâmetro *FIER* (*FIER – Fiber Intrinsic Efficiency Ratio*), que retrata a razão entre a área lateral e a área da seção transversal.

2.2 FLEXÃO EM VIGAS REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO

2.2.1 DANCYGIER E SAVIR (2006)

Na presente campanha experimental foram ensaiadas até a ruína 11 vigas (200x300x3900 mm³), sendo 5 em CA e 6 em CRFA. Nas vigas reforçadas com fibras, o consumo de fibras foi único para todas

as vigas, $C_f = 0,75 \%$. Entretanto, dois tipos de fibras *hooked-end* foram utilizados, RC-65/35-BN ($l_f = 35 \text{ mm}$ e $d_f = 0,55 \text{ mm}$) e RC65/60-BN ($l_f = 60 \text{ mm}$ e $d_f = 0,9 \text{ mm}$).

Além disso, a taxa de armadura de flexão ρ , a classe de resistência do concreto f_{cu} e o vão de cisalhamento a também são variáveis do estudo. Ressalta-se que a resistência à compressão foi obtida em corpo de prova cúbico ($100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$). No que concerne ao reforço transversal, esse foi composto por estribos com $\rho_w \approx 0,25 \%$ ($\phi 8 \text{ c/ } 200 \text{ mm}$).

2.2.2 ALTUN ET AL. (2007)

No estudo conduzido por esses autores foi analisada a influência do consumo de fibras na resistência e na tenacidade de vigas em CRFA. O corrente programa experimental foi constituído por 18 vigas, $300 \times 300 \times 2000 \text{ mm}^3$, sendo 9 pertencentes à classe de resistência C20 e 9 à classe C30.

O reforço longitudinal, constituído por duas barras de aço com 16 mm de diâmetro ($\rho \approx 0,45 \%$), foi comum a todas as vigas. O reforço transversal não foi discutido pelos autores, comentou-se apenas que esse foi adotado de forma a garantir a ruína das vigas por flexão. A fibra de aço utilizada no reforço das vigas em CRFA foi do tipo *hooked-end*, RC-80/60-BN, com $l_f = 60 \text{ mm}$ e $d_f = 0,75 \text{ mm}$.

Fundamentado nos resultados, os autores concluíram que as fibras de aço contribuíram marginalmente na resistência das vigas na classe C20, $\approx 5 \%$. Entretanto, acréscimos mais expressivos, entre 30% e 40% , foram observados na classe C30. No que concerne à tenacidade, obtida a partir da área sob as curvas *carga-deslocamento*, acréscimos consideráveis foram registrados em ambas as classes de resistência.

2.2.3 YOU ET AL. (2011)

Essa pesquisa intenta discutir a influência das fibras de aço e de um reforço híbrido, fibras de aço e sintéticas, na resistência e na ductilidade de vigas reforçadas com baixa taxa de armadura de flexão. Para consolidar essa proposta, 5 vigas ($150 \times 287 \times 910 \text{ mm}^3$) foram ensaiadas até a ruína, sendo 2 sem fibras e 3 em CRFA.

Adicionalmente, comenta-se que os materiais constituintes do concreto, cimento, areia, agregado, cinza volante, aditivo e água, foram dosados de forma a se obter um concreto auto- adensável. Os autores não comentam sobre o reforço transversal das vigas, apenas comunicam que esse foi definido para garantir a ruína das vigas por flexão.

2.2.4 KAKLAUSKAS ET AL. (2014)

No presente estudo, os autores ensaiaram 12 vigas em CRFA, sendo 3 de referência ($C_f = 0\%$) e 9 em CRFA. A fibra de aço utilizada nessa pesquisa foi do tipo *hooked-end* com comprimento $l_f = 53\text{ mm}$ e diâmetro $d_f = 1\text{ mm}$. O consumo dessa fibra, C_f , variou em 0,5 %, 1,0 % e 1,5 %. Além disso, informa-se também que as vigas foram classificadas em duas séries, S2 com $\rho = 0,6\%$ e S3 com $\rho = 0,3\%$. No que diz respeito ao reforço transversal, os autores comentam que esse foi definido para garantir a ruína das vigas por flexão.

4- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Portanto, a referida pesquisa destacou os avanços e benefícios do concreto reforçado com fibra de aço (CRFA) como uma alternativa promissora ao reforço convencional com barra de aço. As pesquisas realizadas nos últimos anos têm comprovado a competitividade do CRFA em relação aos mecanismos tradicionais de reforço para o concreto armado. O progresso tecnológico nesse material tem sido notável, abordando aspectos como dosagem, preparo, caracterização nos estados fresco e endurecido, propriedades reológicas e muito mais, isso demonstra o crescente interesse da comunidade científica na compreensão aprofundada das propriedades e desempenho do CRFA.

Com isso, os resultados obtidos, contribuem para um melhor entendimento do comportamento estrutural do CRFA e fornecem uma base sólida para a aplicação prática desse material na construção Civil. No futuro, é essencial continuar a aprofundar o conhecimento sobre o CRFA, considerando diferentes condições de solicitação e aprimoramento as diretrizes normativas existentes. Dessa forma, será possível aproveitar plenamente os benefícios do CRFA em projetos estruturais, garantindo a segurança, a eficiência e a sustentabilidade das estruturas reforçadas com esse material.

REFERÊNCIAS

- ACI 318 (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- ACI 544.1R-96. (1996). State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Reported by ACI Committee 544, American Concrete Institute.
- ALTUN, F.; HAKTANIR, T.; ARI, K. (2007). Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. *Construction and Building Materials*, v.21, 654-661.
- AMMAR ABID, K.B.F. (2011). Design of fibre reinforced concrete beams and slabs. Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- BARROS, J.A.O. (2000). Betão reforçado com fibras de aço: conceitos fundamentais. Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB), ISISE - Artigos em Revistas Nacionais.
- BARROS, J.A.O. (1995). Comportamento de betão reforçado com fibras – Análise experimental e simulação numérica. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Portugal.
- BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S. (2010). Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material. *Construction and Building Materials*, 24, 1664-1671.
- BRESCANSIN, J. (2003). Comportamento à fratura de compósitos de matriz cimentícia reforçada com polpa de bambu. Dissertação de Mestrado, Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- CALLISTER, W.D.; RETHWISCH, D.G. (2015). Fundamentals of Materials Science and Engineering: An Integrated Approach. Wiley, 5th ed.
- DANCYGIER, A.N.; SAVIR, Z. (2006). Flexural behavior of HSFRC with low reinforcement ratios. *Engineering Structures*, v.28, 1503-1512.
- DESTRÉE, X.; MANDL, J. (2008). Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents. *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds)*, Taylor & Francis Group, 437-443, London.
- FIGUEIREDO, A.D. (2000). Concreto com Fibras de Aço. Boletim Técnico – Série BT/PCC/260, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- KAKLAUSKAS, G.; GRIBNIAK, V.; MESKENAS, A.; BACINSKAS, D.; JUOZAPAITIS, A.; SOKOLOV, A.; ULBINAS, D. (2014). Experimental investigation of the deformation behavior of SFRC beams with an ordinary reinforcement. *Mechanics of Composite Materials*, v.50, n.4, September.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (2013). Concrete: Microstructure, Properties, and Materials. McGraw-Hill Professional Publishing, 4th ed.

NAAMAN, A.E. (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, v.1, n.3, 1-12, October.

ZİLE, E.; ZİLE, O. (2013). Effect of the fiber geometry on the pullout response of mechanically deformed steel fibers. *Cement and Concrete Research*, v.44, 18-24, February.

YOU, Z.; CHEN, X.; DONG, S. (2011). Ductility and strength of hybrid fiber reinforced self-consolidating concrete beam with low reinforcement ratios. *2011 International Conference on Risk and Engineering Management (REM), Systems Engineering Procedia* 1, 28-34.

João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira



conhecimentolivre.org/home



contato@conhecimentolivre.org



[editoraconhecimentolivre](#)

ANÁLISES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO



EDITORA CONHECIMENTO LIVRE