



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



NATHALIA TAWANY OLIVEIRA DO NASCIMENTO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS
COM CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

UBERLÂNDIA, 2023.

NATHALIA TAWANY OLIVEIRA DO NASCIMENTO

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS
COM CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

UBERLÂNDIA, 2023

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

N244 Nascimento, Nathalia Tawany Oliveira do, 1996-
2023 Análise experimental de blocos sobre duas estacas com
concreto reforçado com fibras de aço [recurso
eletrônico] / Nathalia Tawany Oliveira do Nascimento. -
2023.

Orientador: Antonio Carlos dos Santos.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2023.507>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. Santos, Antonio Carlos dos,
1968-, (Orient.). II. Universidade Federal de
Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 293, PPGE				
Data:	01 de setembro de 2023	Hora de início:	14 : 10 h	Hora de encerramento:	16 : 10 h
Matrícula do Discente:	12112ECV016				
Nome do Discente:	Nathália Tawany Oliveira do Nascimento				
Título do Trabalho:	Análise experimental de blocos sobre duas estacas com concreto reforçado com fibras de aço				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Blocos de fundação com CRF				

Reuniu-se, em sessão pública na Sala de Reuniões do bloco 1Y, Campus Santa Mônica, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Thomaz Eduardo Teixeira Butignol - UNICAMP, Rodrigo Gustavo Delalibera - UFU e Antonio Carlos dos Santos, orientador da candidata.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Antonio Carlos dos Santos, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu à discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Antônio Carlos dos Santos, Professor(a) do Magistério Superior**, em 01/09/2023, às 16:17, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Thomaz Eduardo Teixeira Buttignol, Usuário Externo**, em 01/09/2023, às 16:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 04/09/2023, às 08:56, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **4703780** e o código CRC **B392A28F**.

Aos meus pais Juraci e Tatiana.

Ao meu namorado Cristian.

Ao meu irmão Álvaro.

*“Todas as vitórias ocultam uma
abdicação.”*

Simone de Beauvoir

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que em sua infinita misericórdia e bondade, me permitiu iniciar e perseverar até alcançar mais um objetivo em minha trajetória.

“O Senhor é a minha força e o meu escudo; nele o meu coração confia, e dele recebo ajuda.”

Salmos 28:7

Agradeço os meus pais Juraci e Tatiana, por sempre me apoiarem e me encorajarem a estudar e seguir os meus sonhos, abdicando de desejos pessoais em prol dos meus.

Ao meu irmão Álvaro, que mesmo com a sua pouca idade, me incentivou em todos os momentos e compreendeu as minhas ausências.

Ao meu namorado, por seu apoio incondicional, por ter sonhado junto comigo, e ter me auxiliado em cada um dos processos.

Ao primo Guilherme e ao Álvaro, por toda a hospitalidade.

Ao professor Antonio Carlos, orientador deste trabalho, por toda paciência e dedicação, por seus ensinamentos durante esse período.

Aos professores Rodrigo Delalibera e Thomaz Buttignol, que compuseram a banca avaliadora, por todas as considerações feitas, inclusive no acompanhamento dos ensaios.

Aos funcionários da UFU, em especial a Cristiane Pires, técnica do laboratório de estruturas, por toda a ajuda, prestatividade e receptividade, que me auxiliou com maestria em todos os ensaios.

Aos colegas que conheci ao longo dessa jornada, que me auxiliaram e contribuíram para que mais esta etapa em minha vida fosse concluída, de forma mais leve e tranquila. Agradecimento especial a Larissa e Yasmine, que se tornaram grandes amigas, e ao Gabriel e o Hubert, que foram indispensáveis durante a execução dos ensaios.

A GEOTESTE, pela doação que contribuiu para o desenvolvimento dos blocos.

A DRAMIX, pela doação das fibras utilizadas na pesquisa.

RESUMO

O presente trabalho teve por finalidade estudar o comportamento de blocos rígidos sobre duas estacas reforçados com fibras de aço, submetidos a ação de força centrada, conservando a armadura principal e variando as taxas de armaduras secundárias, adotando estacas de 20 cm de diâmetro e bloco com comprimento de 100 cm faceando as estacas. O teor de fibra variou em 20 kg/m³ e 40 kg/m³, havendo um modelo de referência. Os estribos foram constituídos em formato de malha, sendo verticais e horizontais, variando em um e dois estribos horizontais. No total, 12 blocos foram construídos e ensaiados. A instrumentação foi realizada nas armaduras principais e nas faces laterais dos blocos, com extensômetros de aço e concreto, respectivamente. O objetivo principal é analisar o efeito da fibra de aço em relação a taxa de armadura utilizada, quanto ao desenvolvimento das fissuras, rigidez e carga de ruptura de cada bloco. Os resultados experimentais indicaram que a utilização da fibra de aço em conjunto com estribos horizontais proporcionou maior carga de ruptura aos blocos, chegando a um acréscimo de 23% em relação à matriz de referência. Os blocos com fibras apresentaram fissuras mais discretas, maior rigidez e menor deslocamento, desse modo, conclui-se que a utilização da fibra de aço promove blocos menos robustos e resistentes a maiores cargas, tendo papel significativo no desempenho do conjunto.

Palavras-chave: blocos sobre estacas, concreto reforçado com fibras de aço, tenacidade, fundações, análise experimental.

ABSTRACT

The present work aimed to study the behavior of rigid blocks on two piles reinforced with steel fibers, submitted to the action of centered force, preserving the main reinforcement and varying the rates of secondary reinforcement, adopting piles of 20 cm in diameter and block with length of 100 cm facing the piles. The fiber content varied in 20 kg/m³ and 40 kg/m³, with a reference model. The stirrups were made up of a mesh shape, being vertical and horizontal, varying in one and two horizontal stirrups. In total, 12 blocks were built and tested. The instrumentation was performed on the main reinforcements and on the lateral faces of the blocks, with steel and concrete strain gauges, respectively. The main objective is to analyze the effect of the steel fiber in relation to the reinforcement rate used, regarding the development of cracks, stiffness and rupture load of each block. The experimental results indicated that the use of the steel fiber in conjunction with horizontal stirrups provided a higher rupture load to the blocks, reaching an increase of 23% in relation to the reference matrix. The blocks with fibers presented more discrete cracks, greater rigidity and lower displacement, thus, it is concluded that the use of steel fiber promotes less robust blocks and resistant to higher loads, having a significant role in the performance of the set.

Keywords: pile caps, reinforced concrete with steel fibers, toughness, foundation, experimental analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação dos materiais compósitos.....	27
Figura 2 – Classificação das fibras de aço quanto a sua fabricação e geometria	30
Figura 3 – Conceituação do fator de forma da fibra.....	31
Figura 4 – Tensão ao longo da fibra em função do seu comprimento	31
Figura 5 – Probabilidade de interceptação da fissura em função da compatibilidade dimensional entre fibra e agregado graúdo	32
Figura 6 – Curvas carga x deflexão (deslocamento) de prismas de concreto ensaiados à flexão contendo volume de fibras abaixo (A), igual (C) e superior (B) ao volume crítico	33
Figura 7 – Arranjo das fibras nos compósitos	35
Figura 8 – Fibra inclinada com uma fissura: (a) orientação constante da fibra através da fissura; (b) flexão da fibra pela fissura.	35
Figura 9 – Concentração de tensões na extremidade da fissura	36
Figura 10 – Fibras como ponte de transmissão de tensões pelas fissuras	37
Figura 11 – Curva tensão de compressão x deformação	38
Figura 12 – Influência do volume de fibras na curva tensão de compressão x deformação	38
Figura 13 – Tensão x deformação – (a) concreto de resistência convencional reforçado com fibras $V_f < 0,5 \%$; (b) concreto com elevado volume de fibras $V_f > 5 \%$	39
Figura 14 – Diagrama esquemático de carga x deflexão, típica do CRF	40
Figura 15 – Configuração do Ensaio Barcelona.....	42
Figura 16 – a) Ensaio Barcelona utilizando o extensômetro circunferencial. b) Padrão típico de fissuração pós ensaio	42
Figura 17 – Estágios de uma amostra no ensaio Barcelona	43
Figura 18 – Esquema de ensaio conforme a EN 14651 (2007) e esforços solicitantes máximos de esforço cortante e momento fletor	45
Figura 19 – Curva típica da tensão versus CMOD para CRF	45
Figura 20 – Representação esquemática do ensaio de tenacidade à flexão ASTM C1609 (2010)	48
Figura 21 – Curva de força x deflexão através de ensaio de tração na flexão	48

Figura 22 – Bloco sobre estacas	53
Figura 23 – Modelo de treliça tridimensional simples para bloco de quatro estacas	59
Figura 24 – Blocos sobre duas estacas: (a) modelo com barra lisa e com gancho; (b) modelo com barra com saliência e sem ganchos	66
Figura 25 – Arranjo de armação dos blocos sobre três estacas	67
Figura 26 – Arranjo de armação dos blocos sobre quatro estacas	67
Figura 27 – Bloco com arranjo de barras em laços contornando as estacas	68
Figura 28 – Foto do ensaio mostrando detalhe do arranjo do tipo "bigode"	68
Figura 29 – Modelos e arranjos de armaduras ensaiados	69
Figura 30 – Padrão de fissuração	70
Figura 31 – Modelo de bielas e tirantes para bloco de duas estacas proposto	71
Figura 32 – Plano para verificação da biela comprimida com duas e três estacas respectivamente	72
Figura 33 – Dimensões adotadas para os blocos	73
Figura 34 – Detalhamento da armadura principal dos oito blocos ensaiados	74
Figura 35 – Dimensões do bloco sobre duas estacas	78
Figura 36 – Armação para bloco tipo AR1	80
Figura 37 – Armação para bloco AR2	80
Figura 38 – Dimensões da fibra	81
Figura 39 – Pente de fibras	82
Figura 40 – Aditivo Mira® Flow	82
Figura 41 – Concretagem dos blocos	85
Figura 42 – Procedimento de moldagem dos corpos de prova prismático	85
Figura 43 – Produção dos corpos de prova prismático	86
Figura 44 – Bloco sobre duas estacas	86
Figura 45 – Abatimento do tronco de cone (<i>slump test</i>)	87
Figura 46 – Ensaio – Módulo de elasticidade	88
Figura 47 – Ensaio de compressão	89
Figura 48 – Ensaio de tração	90
Figura 49 – Marcações do corpo de prova prismático	91
Figura 50 – Arranjo ensaio de tenacidade pela EN 14651	91
Figura 51 – FL = carga correspondente ao LOP	92

Figura 52 – F_j = carga correspondente com CMOD	93
Figura 53 – Procedimento – Colagem de extensômetros	94
Figura 54 – Extensômetros de concreto	94
Figura 55 – Estrutura do ensaio de ruptura do bloco	95
Figura 56 – Curvas granulométricas - agregados miúdos	98
Figura 57 – Curvas granulométricas - agregados graúdos	99
Figura 58 – Abatimento do tronco cone (<i>slump test</i>)	99
Figura 59 – Resistências média a compressão aos 28 e 200 dias de idade	101
Figura 60 – Módulo de elasticidade médio aos 28 e 200 dias de idade	104
Figura 61 – Resistência à tração por compressão diametral aos 28 e 200 dias de idade	106
Figura 62 – Resistência à tração à flexão residual aos 28 e 200 dias de idade	107
Figura 63– Curvas de força por CMOD obtidas a partir do ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651, para o traço CRF20 aos 28 dias e 200 dias de idade ..	108
Figura 64 – Curvas de força por CMOD obtidas a partir do ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651, para o traço CRF40 aos 28 dias e 200 dias de idade ..	109
Figura 65 – Carga de ruptura das réplicas de cada grupo de bloco.....	111
Figura 66 – Comparação da carga de ruptura média dos blocos em relação a quantidade de estribos.....	112
Figura 67 – LVDT e extensômetros	113
Figura 68 – Gráfico carga x deslocamento central para blocos com um estribo horizontal (AR1)	113
Figura 69 – Gráfico carga x deslocamento central para blocos com dois estribos horizontais (AR2).....	114
Figura 70 – Croqui do bloco e localização dos extensômetros de concreto.....	115
Figura 71 – Deformação roseta 45° para blocos com um estribo horizontal (AR1) à uma carga de 300KN.....	116
Figura 72 – Deformação roseta 45° para blocos com dois estribos horizontais (AR2) à uma carga de 300KN	116
Figura 73 – Croqui das inclinações da biela de acordo com o concreto e a quantidade estribos utilizados.....	118
Figura C.1 – Padrão de fissuração bloco BMA101	129

Figura C.2 – Padrão de fissuração bloco BMA102	129
Figura C.3 – Padrão de fissuração bloco BMA201	130
Figura C.4 – Padrão de fissuração bloco BMA202	130
Figura C.5 – Padrão de fissuração bloco BF20A101	131
Figura C.6 – Padrão de fissuração bloco BF20A102	131
Figura C.7 – Padrão de fissuração bloco BF20A201	132
Figura C.8 – Padrão de fissuração bloco BF20A202	132
Figura C.9 – Padrão de fissuração bloco BF40A101	133
Figura C.10 – Padrão de fissuração bloco BF40A102	133
Figura C.11 – Padrão de fissuração bloco BF40A201	134
Figura C.12 – Padrão de fissuração bloco BF40A202	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes para as resistências residuais $f_R, 3kf_R, 1k$, obtidas pelo ensaio EN 14651 (2007)	47
Tabela 2 – Velocidade de carregamento conforme a deflexão	49
Tabela 3 – Geometria dos blocos	56
Tabela 4 – Equações de dimensionamento pelo método das bielas e tirantes	60
Tabela 5 – Equações de dimensionamento pelo método do CEB-FIP 70.....	65
Tabela 6 – Programa experimental.....	76
Tabela 7 – Corpos de prova para caracterização	77
Tabela 8 – Composição dos traços	83
Tabela 9 – Caracterização do cimento CII 32	97
Tabela 10 – Caracterização do agregado miúdo	98
Tabela 11 – Caracterização do agregado graúdo.....	98
Tabela 12 – Resistência à compressão média aos 28 dias e aos 200 dias	100
Tabela 13 – Comparação da resistência à compressão obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz do concreto.....	101
Tabela 14 – Módulo de elasticidade médio aos 28 e 200 dias obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto.....	102
Tabela 15 – Comparação do módulo de elasticidade médio de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto.....	103
Tabela 16 – Resistência à tração por compressão diametral média aos 28 dias e aos 200 dias	104
Tabela 17 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto	105
Tabela 18 – Valores obtidos no ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651: 2007, até a abertura de fissura de 2,5 mm.....	107
Tabela 19 – Comparação da tenacidade média obtida pelo traço CRF40 em relação ao traço CRF20.....	108

Tabela 20 – Valores de tenacidade obtidos no ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651 (2007), corresponde a abertura da fissura de 4 mm.....	109
Tabela 21 – Carga de ruptura dos blocos sobre duas estacas com um estribo horizontal (AR1)	110
Tabela 22 – Comparação da carga de ruptura média dos blocos em relação a matriz.....	111
Tabela 23 – Ângulo da biela experimental para os blocos.....	117
 Tabela B. 2 – Parâmetros para gráfico das “rosetas 45°”	 128

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo comparativo dos ensaios normatizados	51
Quadro A.1 – Parâmetros de cálculo para os gráficos de tenacidade de acordo com a EN 14651: 2007	127
Quadro A.2 – Parâmetros para os gráficos de tenacidade de acordo com a EN 14651: 2007	127
Quadro A.3 – Tenacidade, abertura da fissura 4,0 mm (área abaixo do gráfico).....	127
Quadro D.1 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos de referência (REF)	135
Quadro D. 2 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos BF20.....	135
Quadro D. 3 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos BF40.....	135

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABECE	Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	American Concrete Institute
AENOR	Asociación Española de Normalización y Certificación
ASTM	American Society For Testing Materials
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de Aço
EBS	Ensaio Barcelona Simplificado
EN	European Committee for Standardization
ELS	Estado-limite de serviço
ELU	Estado-limite último
FIP	Federation Internationale du Béton

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	21
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	21
1.2 JUSTIFICATIVA	24
1.3 OBJETIVO GERAL	24
1.4 OBJETIVO ESPECÍFICOS	24
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO	24
CAPÍTULO 2	26
2.1 MATERIAIS COMPÓSITOS	26
2.2 PROPRIEDADES FÍSICAS DO CRF	27
2.2.1 FIBRAS DE AÇO	28
2.2.1.1 Fator de forma	30
2.2.1.2 Comprimento crítico	31
2.2.1.3 Volume crítico	32
2.2.1.4 Orientação das fibras	34
2.2.1.5 Interação fibra-matriz	36
2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CRF	37
2.3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	37
2.3.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	39
2.3.3 TENACIDADE	40
2.3.3.1 UNE 83515 (2010) – Concreto com fibras – Determinação da resistência à fissuração, tenacidade e resistência residual à tração – Ensaio Barcelona	41
2.3.3.2 Método EN 14651 (2007) – Método de ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração à flexão (limite de proporcionalidade (LOP) e resistência residual)	44
2.3.3.3 Método ASTM C1609 (2010) – Método de ensaio padrão do desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras	47
2.3.3.4 Outros ensaios	50
2.3.3.5 Comparativo dos ensaios	50

CAPÍTULO 3	52
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	52
3.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	53
3.2.1 BLOCOS RÍGIDOS	53
3.2.2 BLOCOS FLEXÍVEIS	54
3.3 GEOMETRIA DOS BLOCOS	55
3.3.1 NÚMERO DE ESTACAS	57
3.4 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS	58
3.4.1 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES	58
3.4.2 MÉTODO CEB-FIP	62
3.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO	66
3.5.1 BLÉVOT E FRÉMY (1967)	66
3.5.2 MAUTONI (1972)	67
3.5.3 DELALIBERA (2006)	69
3.5.4 MUNHOZ E GIONGO (2017)	70
3.5.5 ARAÚJO (2017)	70
3.5.6 SANTOS (2022)	72
CAPÍTULO 4	76
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	76
4.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS	77
4.3 MATERIAIS	80
4.3.1 CIMENTO	81
4.3.2 AGREGADO MIÚDO	81
4.3.3 AGREGADO GRAÚDO	81
4.3.4 FIBRAS DE AÇO	81
4.3.5 ADITIVO	82
4.4 DOSAGEM, PRODUÇÃO E MOLDAGEM DO CONCRETO	83
4.4.1 DOSAGEM	83
4.4.2 PRODUÇÃO E MOLDAGEM DO CONCRETO	84
4.5 MÉTODOS	87
4.5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CRFA NO ESTADO FRESCO	87
4.5.1.1 Ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone	87

4.5.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO	87
4.5.2.1	<i>Módulo de elasticidade</i>	87
4.5.2.2	<i>Resistência à compressão</i>	89
4.5.2.3	<i>Resistência à tração</i>	90
4.5.2.4	<i>Resistência à tração à flexão residual</i>	91
4.5.3	ENSAIO DE RUPTURA DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS	93
	CAPÍTULO 5	97
5.1	MATERIAIS	97
5.1.1	CIMENTO	97
5.1.2	AGREGADO MIÚDO	97
5.1.3	AGREGADO GRAÚDO.....	98
5.2	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO.....	99
5.2.1	ENSAIO DE CONSISTÊNCIA PELO ABATIMENTO DO TRONCO DE CONE 99	
5.3	CARACTERIZAÇÃO: CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO	100
5.3.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	100
5.3.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE	102
5.3.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	104
5.3.4	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO À FLEXÃO PÓS RESIDUAL	106
5.4	CARGA DE RUPTURA EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS.....	110
	CAPÍTULO 6	119
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	120
	REFERÊNCIAS	121
	ANEXO A	127
	ANEXO B	128
	ANEXO C	129
	ANEXO D	135

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção civil conta com uma gama gigantesca de materiais disponíveis para o uso, com as novas tecnologias, têm surgido cada vez mais produtos específicos para determinadas aplicações. Nesse viés, os materiais compósitos são de grande importância, pois possibilitam a otimização de diversos materiais. A utilização de materiais compósitos vem desde a antiguidade, mas ainda hoje se porta como um material novo, pois com o surgimento de novas tecnologias, temos sempre novos materiais compósitos, e novas aplicações para eles.

Eles são compostos por duas fases não solúveis, constituídas com composições distintas, onde um dos materiais atua como matriz, e o outro como reforço. Exemplo de um material compósito amplamente utilizado é o concreto armado, onde a matriz é representada pelo concreto e o aço representa o reforço, no qual, a junção de ambos, confere um material superior a qualquer um dos seus constituintes, analisados separadamente (FIGUEIREDO, 2011).

O concreto é o material estrutural mais utilizado no mundo, e tal fato se deve a série de características que ele possui, sendo: seu custo relativamente baixo, alta resistência a compressão e boa durabilidade. Contudo, o concreto convencional possui algumas restrições como baixa resistência à tração e baixa capacidade de deformação. Para determinadas aplicações da construção civil, é necessário o reforço desse material, de forma que essas limitações sejam reduzidas e suas características melhoradas.

A vista disso, são desenvolvidos concretos especiais, classificados como materiais compósitos, formado por uma matriz cimentícia e uma fase de reforço, que pode ser em formato de partículas, fibras curtas ou fibras longas. O concreto reforçado com fibras (CRF) é um material compósito que tem como característica principal o acréscimo de resistência residual à tração pós-fissuração. As fibras agem restringindo a propagação de fissuras no concreto e evitando

também o aparecimento prematuro das microfissuras. Onde todos esses aspectos contribuem para a ductibilidade e tenacidade do compósito (MONTE et al, 2014; MIGLIORINI et al, 2012). Em relação ao concreto reforçado com fibras de aço, temos um material que quando comparado ao concreto convencional, possui maior resistência à tração e maior capacidade de deformação. De acordo com Figueiredo (2011), isso ocorre devido às fibras adicionadas atuarem como uma ponte de transferência de tensão ao longo das fissuras que aparecem no concreto, desse modo, a determinação da sua capacidade de reforço está diretamente ligada ao teor de fibra empregado. A utilização do concreto reforçado com fibras está cada vez mais difundida mundialmente. Naaman (2008), elucida que desde a década de 1960, o concreto reforçado com fibras tem passado por diversos avanços, tendo como ponto de partida a evolução dos estudos quanto à matriz, as fibras e a interface fibra-matriz.

Com a crescente utilização do concreto reforçado com fibras de aço, diversos pesquisadores têm analisado a sua aplicabilidade nos elementos estruturais de forma individual.

Guimarães (1999), analisou o uso de concreto de alto desempenho com adição de fibras metálicas em pilares de seção transversal de 200mm x 200mm x 1200mm, submetidos a compressão centrada, apresentando uma resistência média à compressão de 80 MPa, quatro taxas volumétricas de fibra (0,25%; 0,50%; 0,75% e 1,00%), três taxas volumétricas de estribos (0,55 e taxa geométrica de armadura longitudinal fixada em 2,41%), concluindo que quanto maior a adição de fibras adicionadas ao concreto mais dúctil era a ruptura dos pilares.

Vitor (2017), avaliou a influência da adição de fibras de aço na resistência ao cisalhamento e o modo de ruptura de vigas com CRF, relacionando duas taxas de armadura longitudinal (1,3% e 1,55%) e três teores de fibra (volume de 0%; 0,64% e 0,77%), chegando à conclusão de que o uso de fibras de aço aumenta a resistência ao cisalhamento das vigas e altera o padrão de fissuração proporcionando uma ruptura mais dúctil.

Jang, Jeong, Yun (2018) analisaram os efeitos do uso das fibras de aço no desempenho sísmico de vigas de acoplamento, utilizando concreto de resistência normal e alta resistência, fixando os volumes de fibra em 1% e 1,25%, concluindo que o uso de fibra de aço permite a simplificação dos detalhes construtivos de armaduras transversais para vigas de acoplamento reforçadas diagonalmente.

A utilização do concreto reforçado com fibras em blocos de concreto armado sobre estacas tem sido estudada por poucos pesquisadores quando se comparado a outros elementos estruturais, por se tratar de um elemento com grandes dimensões, seja no canteiro de obras ou nos modelos experimentais, e na viabilidade econômica dos estudos.

Segundo Delalibera (2006), a escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma construção depende de diversos fatores, dentre eles, os parâmetros do solo, as ações incidentes na fundação, os edifícios limítrofes e os tipos de fundações disponíveis no mercado. Caso o solo em suas camadas superficiais não seja capaz de suportar as ações vindas da superestrutura, a fundação deve ser do tipo profunda, assim como as estacas. Deste modo, quando a fundação for do tipo estaca ou tubulão, é recomendado o uso de um elemento de transição, chamado bloco de coroamento ou bloco sobre estacas.

Blocos sobre estacas são importantes elementos estruturais cuja função é, basicamente, transferir as ações do pilar para uma ou para um grupo de estacas ou tubulões. Esses elementos estruturais, apesar de serem fundamentais para a segurança da superestrutura, geralmente não permitem a inspeção visual, quando em serviço, sendo assim, importante o conhecimento de seu real comportamento (MIGUEL, 2000).

Hobbs & Stein (1957), desenvolveram um modelo por meio da teoria da elasticidade bidimensional, ensaiaram setenta modelos com armaduras compostas por barras retas e curvas nas extremidades. Mautoni (1972 apud MIGUEL, 2000), formulou um critério para cálculo da força de ruína e para determinação da porcentagem de armadura crítica, através do estudo da resistência dos blocos sobre duas estacas em relação à força cortante.

Blévot & Frémy (1967) realizaram ensaios em cem blocos sobre estacas com a finalidade de estudar a influência de diferentes arranjos de armadura. Clarke (1973) ensaiou quinze blocos, em escala 1:2, sobre quatro estacas para estudar a influência da disposição da armadura e a ancoragem das barras. Delalibera (2006), ensaiou 14 blocos sobre duas estacas com variações nos arranjos das armaduras, no ângulo de inclinação das bielas, nas seções transversais dos pilares e na posição de aplicação da força, excentricidade.

Com a utilização do concreto reforçado com fibras de aço em blocos de coroamento, Camargo (2021), analisou o efeito da incorporação de fibras de aço em blocos sobre uma estaca, quanto a sua rigidez, tenacidade, resistência à tração e controle de fissuração, os teores de fibras analisados consistiram em 30 kg/m³, 40 kg/m³ e 50 kg/m³. Chegando à conclusão de que a adição de fibras propiciou a diminuição na expansão e propagação das fissuras, bem como aumentou a rigidez do bloco e a sua força última, sendo um aumento mínimo de 28,53% quando se comparado aos resultados obtidos com o concreto sem adição de fibras de aço.

À vista disso, percebe-se a necessidade de maiores estudos quanto ao tema, de forma a explorar o efeito da fibra nos diversos formatos dos blocos de coroamento, analisando a sua viabilidade técnico-econômica, para que seu uso seja difundido, assim como ocorreu com outros elementos estruturais, como vigas e lajes.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho justifica-se pela importância que os blocos de coroamento têm na estrutura de uma edificação. Desse modo, com a substituição parcial dos estribos pelas fibras de aço, o processo de execução seria simplificado, acarretando redução de tempo e custos.

Além disso, a adição de fibras de aço auxilia na prevenção da formação e propagação de fissuras no concreto, propiciando um acréscimo de resistência residual à tração pós-fissuração, o que contribuiria para aumentar a força última do elemento, e evitar a ruptura abrupta do concreto, visto que as fibras aumentam a ductilidade do material.

Deste modo, a utilização do concreto reforçado com fibras de aço em blocos de coroamento, pode se tornar uma opção favorável e viável. Para tanto, faz-se necessário o estudo desse modelo construtivo utilizando o CRF, visto que, se trata de uma linha de pesquisa moderna e pouco explorada no campo técnico experimental.

1.3 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo geral combinar os benefícios oriundos da adição de fibras de aço no concreto, em substituição parcial dos estribos, avaliando a capacidade de carga e o modo de ruptura de blocos de concreto sobre duas estacas.

1.4 OBJETIVO ESPECÍFICOS

O estudo tem como objetivo específico a avaliação do efeito da adição de diferentes teores de fibras de aço em blocos sobre duas estacas, dentre eles:

- Definição do traço de concreto;
- Caracterização dos materiais;
- Avaliação do efeito da fibra quanto ao ganho de resistência pós-fissuração.
- Avaliação do efeito da fibra quanto a capacidade de carga.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação é dividida em seis capítulos, que serão organizados da seguinte maneira:

- Capítulo 1 referente às considerações iniciais, a justificativa e os objetivos de pesquisa;

- O capítulo 2 apresenta um referencial teórico geral do concreto reforçado com fibras, contemplando aspectos relativos às fibras de aço. Neste capítulo também foi abordado o concreto reforçado com fibras de aço em relação ao seu comportamento mecânico no estado endurecido;
- O capítulo 3 apresenta um referencial teórico que contempla aspectos relativos à resistência ao cisalhamento em blocos de coroamento sobre estacas;
- O capítulo 4 apresenta o programa experimental, subdivido em materiais e métodos, apresentando o dimensionamento dos blocos, os materiais utilizados, a dosagem e a produção do concreto, além da sua caracterização mecânica no estado fresco e endurecido;
- O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos através do programa experimental e a análise;
- O capítulo 6 apresenta as considerações referente a pesquisa desenvolvida.

CAPÍTULO 2

Concreto reforçado com fibras

2.1 MATERIAIS COMPÓSITOS

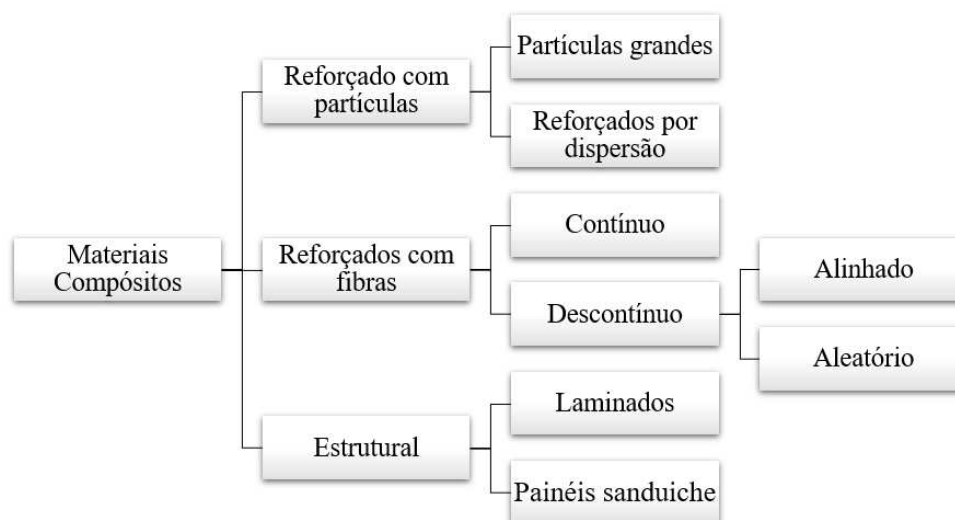
Os materiais compósitos, ou apenas compósitos, podem ser definidos como materiais multifásicos, formados pela combinação de dois ou mais materiais com diferentes composições e formas, que apresentam uma proporção significativa das propriedades de ambas as fases que o constituem (CALLISTER, 2013). Um dos materiais compósitos amplamente utilizados é o concreto armado, onde a junção do concreto com o aço confere um material com propriedades superiores a qualquer um dos seus constituintes, quando analisados separadamente (FIGUEIREDO, 2011).

A nível macroscópico, os materiais compósitos se apresentam de forma homogênea, porém, ainda que esses materiais atuem em conjunto, a nível microscópico, eles não se misturam completamente, de modo a manterem suas características químicas e serem separados por uma interface distinta (GAY, 1991; CALLISTER, 2013). De acordo com Callister (2013), os materiais compósitos podem apresentar duas ou mais fases, podendo ser de origem metálica, cerâmica ou polimérica.

Os materiais compósitos são compostos em sua maioria por apenas duas fases, matriz e fase dispersa, em que a primeira é contínua e envolve os materiais dispersos da segunda. Todavia, a matriz é a fase com menor resistência, desse modo, a fase dispersa, que é descontínua e resistente, atua como reforço a fim de melhorar as propriedades mecânicas do conjunto.

Em razão dos diversos materiais compósitos com diferentes tipos de matrizes e reforços, Callister (2013), apresenta três divisões principais, sendo os compósitos reforçados com partículas, os compósitos reforçados com fibras e os compósitos estruturais, havendo ainda subdivisões para cada uma delas, como descrito na Figura 1.

Figura 1 – Classificação dos materiais compósitos



Fonte: Adaptado de Callister (2013).

Callister (2013), afirma que para o âmbito tecnológico, os compósitos mais importantes são aqueles em que a fase dispersa encontra-se na forma de uma fibra. Os compósitos reforçados com fibras apresentam com frequência alta resistência e/ou rigidez em relação ao seu peso, onde essas características são expressas na resistência e módulo específico do material, correspondendo respectivamente, às razões do limite de resistência à tração em relação à densidade relativa e ao módulo de elasticidade em relação à densidade relativa.

2.2 PROPRIEDADES FÍSICAS DO CRF

O concreto reforçado com fibras (CRF) é um material compósito produzido com cimento hidráulico, contendo agregados de vários tamanhos e fibras discretas descontínuas, sendo composto basicamente de duas fases: a matriz, que mesmo multifásica é considerada como uma fase única, e as fibras que têm como característica principal o acréscimo de resistência residual à tração pós-fissuração. (BENTUR & MINDESS, 2007; MONTE et al, 2014; MIGLIORINI et al, 2012).

Há registros, de que as fibras têm sido utilizadas em materiais frágeis desde a antiguidade, existindo relatos de que palhas e pelos de cavalo foram utilizados para reforçar tijolos de adobe e alvenarias de argamassa e gesso (ACI 544.1R, 2002).

Os primeiros estudos sobre materiais compósitos a base de cimento e reforçados com fibras de aço (CRFA) foram desenvolvidos nos anos 50 e 60 (LOPES, 2005). Inicialmente, este compósito foi utilizado para controle da fissuração e como reforço secundário em lajes,

pavimentos e revestimentos de túneis (BENTUR & MINDESS, 2007). Segundo Naaman (2008), a partir da década de 1960, o CRFA passou por diversos avanços, tendo como ponto de partida a evolução dos estudos quanto à matriz, as fibras e a interface fibra-matriz.

Conforme Vitor (2017), o primeiro uso do CRFA para fins estruturais, foi em 1971 para a produção de painéis desmontáveis utilizados em uma garagem de estacionamento do aeroporto de Heathrow de Londres, onde foram utilizadas fibras na dosagem de 3 % por volume de concreto.

De acordo com Figueiredo (2011), a utilização para fins estruturais do CRFA está concentrada na Europa e Estados Unidos, no Brasil a sua utilização é principalmente em pisos industriais, concreto projetado e em pré-moldados. Tal fato se dá, pela diferença em âmbito normativo, contudo, as recomendações e normas nacionais tiveram um grande salto em 2007, com a publicação da norma brasileira ABNT NBR 15530 – Fibra de aço para concreto-especificação. Posteriormente, o uso do CRFA em elementos estruturais foi abordado na prática recomendada Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras (2016) do Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON) e Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE).

Mais recentemente, a ABNT NBR 15530 (2019) – Fibras de aço para concreto – Requisitos e métodos de ensaio, foi reformulada em sua 2ª edição e foram publicadas as normas brasileiras ABNT NBR 16935 (2021) – Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras – Procedimento; ABNT NBR 16940 (2021) – Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio e ABNT NBR 16938 (2021) – Concreto reforçado com fibras – Controle da qualidade.

Dentre elas, destaca-se ABNT NBR 16935 (2021) que aborda o projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras e apresenta procedimentos para o dimensionamento de elementos lineares constituídos por este material. Deste modo, todas essas normas trouxeram contribuições relacionadas à tipologia, classificação e controle de qualidade das fibras de aço e do concreto reforçado com elas.

2.2.1 FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço para reforço do concreto podem ser definidas como, comprimentos discretos e curtos de aço, com um fator de forma (relação entre o comprimento e o diâmetro da seção

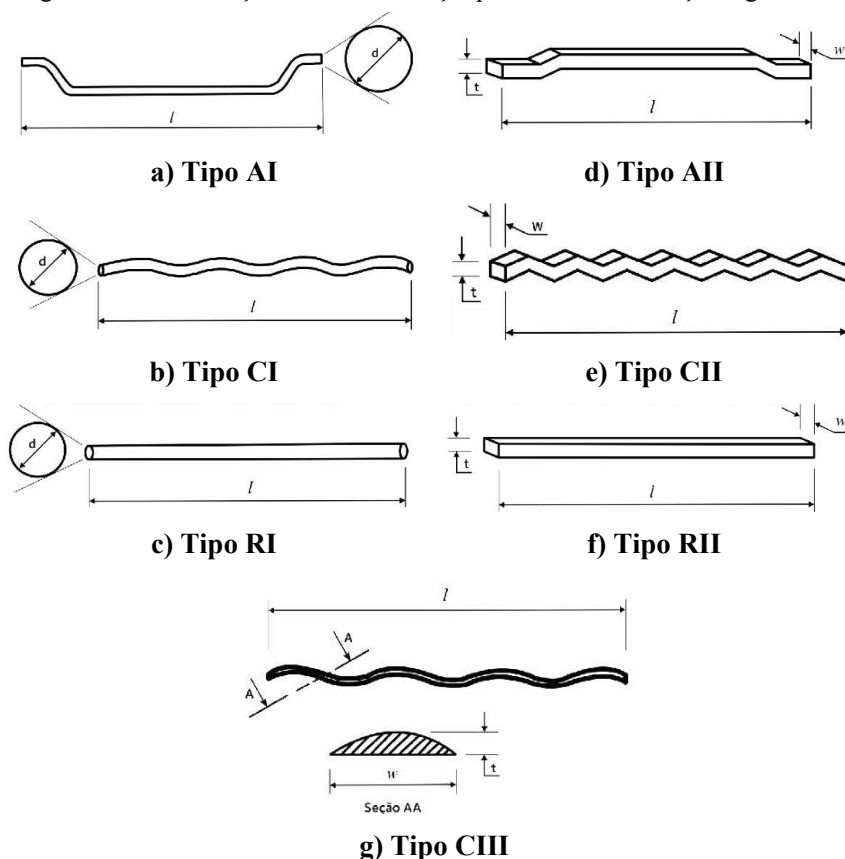
transversal) de cerca de 20 e 100, com várias formas de seção transversal, e que são suficientemente pequenas para serem dispersas aleatoriamente em uma mistura de concreto fresco por procedimentos usuais (ACI 544.1R, 2002).

Segundo Naaman (2003), para que as fibras de aço possam ter uma melhor aderência entre as fibras e a matriz, as fibras podem ser modificadas ao longo de seu comprimento, ou ter ganchos em suas extremidades. Em relação a composição das fibras, geralmente inclui aço carbono ou aço baixo carbono, às vezes com componentes de liga, ou aço inoxidável. Diferentes aplicações podem exigir diferentes composições de fibra, pois o intuito da utilização da fibra de aço é aumentar a tenacidade, resistência à tração, resistência ao impacto e fadiga e o controle da fissuração do compósito.

A ASTM A820 (2011) fornece uma classificação para quatro tipos gerais de fibras de aço com base no produto usado em sua fabricação, sendo tipo I – arame estirado a frio, tipo II – folha avulsa, tipo III – extraído por fusão e tipo IV – outras fibras. Já a Sociedade Japonesa de Engenheiros Civis (JSCE) classificou fibras de aço com base na forma de sua seção transversal, tipo I – seção quadrada, tipo II – seção circular e tipo 3 – seção crescente (ACI 544.1R, 2002). A ABNT NBR 15530 (2019), classificada as fibras quanto a sua fabricação através de cinco grupos, definidos através do aço que as deu origem: Grupo I indica a fibra de aço proveniente de arames trefilados a frio; Grupo II refere-se a fibra de aço obtida a partir de chapas laminadas cortadas à frio; Grupo III relaciona a fibra de aço oriunda de arames trefilados a frio e escarificados; Grupo IV corresponde a fibra de aço produzida por fusão, e Grupo V referente a fibra de aço obtidas a partir da usinagem de blocos de aço.

Para os Grupos I, II e III, são previstos três tipos de fibras de aço acordo com a sua geometria (Figura 2), o Tipo A é referente à fibra de aço com ancoragens nas extremidades; o Tipo C corresponde à fibra de aço corrugada; e o Tipo R indica fibra de aço reta. Além disso, as fibras de aço ainda são classificadas quanto a sua forma, se são retas ou deformadas; em relação ao revestimento, se elas possuem algum tipo de revestimento; com base na classificação do aço, sendo baixo, médio ou alto teor de carbono e com base nas tolerâncias de comprimento e diâmetro da fibra (fator de forma).

Figura 2 – Classificação das fibras de aço quanto a sua fabricação e geometria



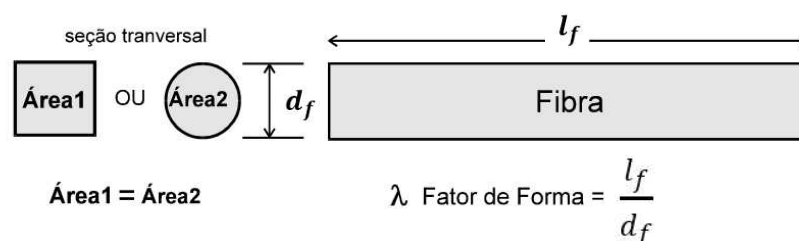
Fonte: Adaptado de NBR 15530 (ABNT, 2019).

A classificação prevista pela NBR 15530 (ABNT, 2019) possibilita a determinação de requisitos mínimos a serem considerados para a fibra em relação a utilização e comportamento final esperado do CRFA, além disso, de acordo com Figueiredo et al. (2008), para essa classificação procurou-se abranger a maioria das fibras de aço disponíveis no mercado nacional.

2.2.1.1 Fator de forma

O fator de forma (λ), pode ser descrito como a relação geométrica obtida a partir da divisão do comprimento da fibra (l_f), não alongado, pelo diâmetro (d_f) da seção transversal (Figura 3). É um índice capaz de indicar o grau de eficiência da fibra em função de sua geometria (NUNES, 2006).

Figura 3 – Conceituação do fator de forma da fibra



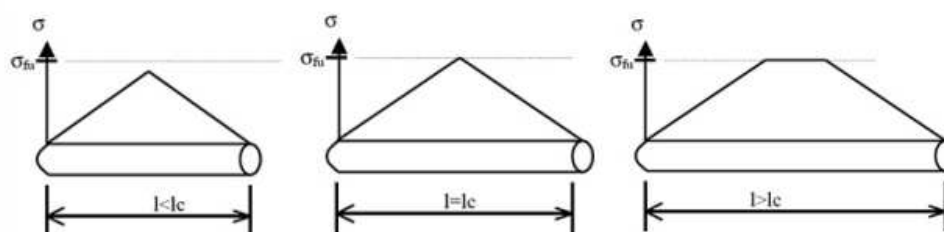
Fonte: Adaptado de Nunes (2006).

O melhor desempenho do CRF está diretamente ligado ao fator de forma das fibras utilizadas, ou seja, fibras de maior fator de forma possuem melhor aderência fibra-matriz, bem como a tenacidade do compósito. No entanto, um maior fator de forma afeta negativamente a trabalhabilidade da mistura fresca (CHANH, 2005; FIGUEIREDO, 1997).

2.2.1.2 Comprimento crítico

O comprimento crítico (l_c) pode ser definido como o comprimento mínimo necessário para que a fibra suporte a tensão igual à carga de ruptura. Na Figura 4, é visto o aumento linear da tensão entre a matriz e a fibra, das pontas para o centro da fibra e a representação da tensão ao longo da fibra na matriz em função da relação comprimento crítico e comprimento da fibra (BASTOS, 1999; FIGUEIREDO, 2011).

Figura 4 – Tensão ao longo da fibra em função do seu comprimento



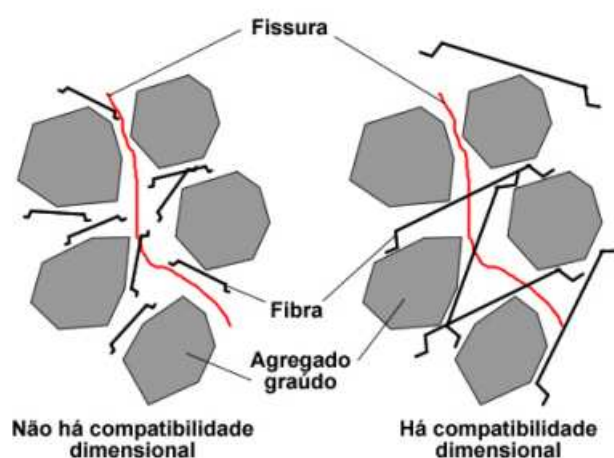
Fonte: Bentur e Mindess (2007).

Quando o comprimento da fibra (l_f) é menor que o comprimento crítico (l_c), a fibra não é utilizada eficientemente, visto que a matriz se deforma ao redor da fibra e a transferência de tensão da matriz para a fibra é pequena e insuficiente para gerar uma tensão que supere a resistência da fibra à tração. Nesta situação, com o aumento da deformação e da abertura da fissura, a fibra que atuará como ponte de transferência de tensões será arrancada do lado que possuir menor comprimento embutido. Em contrapartida, se o comprimento da fibra é maior

que o comprimento crítico, as tensões ao longo da maior parte do comprimento alcançam a sua resistência à tração, utilizando todo o potencial da fibra, ocorrendo o arrancamento progressivo das fibras (BASTOS, 1999; FIGUEIREDO, 2011).

O comprimento da fibra deve ser compatível com as dimensões do agregado graúdo, de forma a aumentar a probabilidade de as fibras interceptarem possíveis fissuras, conforme é apresentado na Figura 5 (BARROS, 2009).

Figura 5 – Probabilidade de interceptação da fissura em função da compatibilidade dimensional entre fibra e agregado graúdo



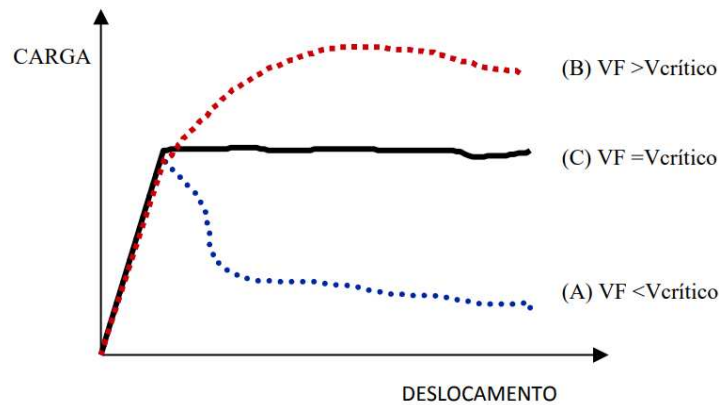
Fonte: Barros (2009).

2.2.1.3 Volume crítico

Segundo Figueiredo (2011), volume crítico é aquele que corresponde ao teor de fibras que mantém a plasticidade do compósito após o rompimento da matriz. Quando o teor de fibras está abaixo do volume crítico, no momento em que há a ruptura da matriz, o compósito sofrerá uma redução na sua capacidade de suportar carga, sendo esse comportamento chamado de *strain-softening*. Acima do volume crítico, o compósito continua resistindo a níveis crescentes de carregamento, mesmo a matriz já tendo sofrido ruptura, o que é denominado como comportamento de *strain-hardening*.

Este conceito, ilustrado na Figura 6, exibe as curvas de carga por deslocamento obtidas em ensaios de tração na flexão de prismas de concreto com fibras. Analisando-a, percebe-se um trecho elástico linear inicial que corresponde ao estágio de trabalho elástico da matriz do compósito e outro, semelhante a um patamar de escoamento, onde é possível verificar a influência do teor de fibra no comportamento do concreto (FIGUEIREDO, 2000).

Figura 6 – Curvas carga x deflexão (deslocamento) de prismas de concreto ensaiados à flexão contendo volume de fibras abaixo (A), igual (C) e superior (B) ao volume crítico



Fonte: Figueiredo (2000).

A determinação do volume crítico está associada à modelagem proposta por Aveston et al (1971) e apresentada por Figueiredo (2000), a qual estabelece um compósito ideal, com fibras contínuas e alinhadas em direção do esforço principal. Contudo, as fibras de aço são descontínuas e apresentam orientação aleatória tridimensional, fazendo com que sejam necessárias correções e adaptações do modelo, resultando em valores mais próximos da situação real. Para essas correções são utilizados os fatores de eficiência, que permitem uma maior aproximação do $V_{f(crit)}$ teórico e o obtido experimentalmente. Desse modo, o volume crítico é calculado através da Equação 1.

$$V_{f(crit)} = \frac{\varepsilon_{mu} E_c}{\sigma_{fu} \eta_1} \quad (1)$$

Onde:

ε_{mu} : deformação última de ruptura da matriz;

E_c : módulo de deformação elástica da matriz;

σ_{fu} : resistência à tração da fibra;

η_1 : fator de correção do volume crítico em função da orientação das fibras.

Analisando especificamente o concreto reforçado com fibras de aço, tem-se os seguintes valores de referência: $\varepsilon_{mu} = 100 \times 10^{-6}$; $E_c = 25000 MPa$; $\sigma_{fu} = 1100 MPa$; $\eta_1 = 0,20$, correspondente a fibras em 3 direções, obtendo um $V_{f(crit)} = 1\%$ (HANNAT, 1978 apud FIGUEIREDO, 2000).

De acordo com Bentur e Mindess (2007), salientam que o volume crítico de fibras pode ser calculado pelas Equações 2, 3 e 4 apresentadas a seguir, das quais são indicadas para compósitos de fibras curta, em que os valores da máxima tensão tangencial de atrito variam entre 1 e 10 MPa.

$$V_{f(crit)} = \frac{\sigma'_{mu}}{\tau_{fu}} \frac{1}{\ell/d}, \text{ para fibras alinhadas em uma direção} \quad (2)$$

$$V_{f(crit)} = \frac{\pi \sigma'_{mu}}{2 \tau_{fu}} \frac{1}{\ell/d}, \text{ para fibras alinhadas em duas direções aleatórias} \quad (3)$$

$$V_{f(crit)} = 2 \frac{\sigma'_{mu}}{\tau_{fu}} \frac{1}{\ell/d}, \text{ para fibras distribuídas em três direções aleatórias} \quad (4)$$

Onde:

σ'_{mu} : resistência última da matriz à tração direta, na ausência de fibras

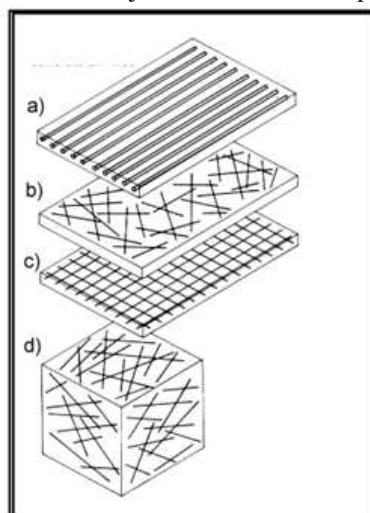
τ_{fu} : máxima tensão tangencial de atrito

ℓ/d : fator de forma da fibra

2.2.1.4 Orientação das fibras

O arranjo das fibras nos compósitos pode assumir várias geometrias em função da forma das fibras individuais e da sua dispersão na matriz. Pode-se apresentar segundo três formas distintas: arranjo unidimensional, arranjo bidimensional e arranjo tridimensional. Conforme se observa na Figura 7, o arranjo das fibras pode ser contínuo, com fibras longas (a, c) ou discreto, com fibras curtas (50 mm de comprimento) (b, d). No CRF, às fibras de aço normalmente utilizadas são discretas e curtas e tendem a se orientar de forma dispersa e não-uniforme. A uniformidade da distribuição das fibras depende muito do processo de mistura, lançamento e adensamento e, na prática, a distribuição uniforme é raramente obtida, desse modo, as fibras presentes no compósito possuem diferentes orientações (BASTOS, 1999).

Figura 7 – Arranjo das fibras nos compósitos



Fonte: Bentur e Mindess (2007).

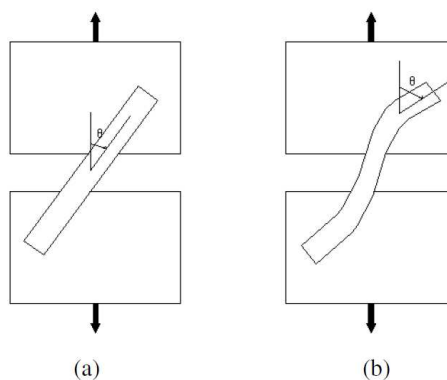
A relação da orientação da fibra e o mecanismo de reforço do CRFA pode ser observado na contribuição individual de uma fibra que transpassa a fissura, dessa maneira, essa fibra pode sofrer uma flexão local ao redor da fissura devido suas considerações geométricas e do ângulo de aplicação da carga (BENTUR; MINDESS, 2007).

De acordo com Bentur e Mindess (2007), quando analisado um ângulo qualquer (θ) em relação a carga, tem-se:

- (a) as fibras mantêm um ângulo constante ao longo de seu comprimento;
- (b) as fibras exibem uma flexão no local da fissura devido a restrições geométricas.

Contudo, o ângulo constante acontece com maior reincidência no caso de pré-fissuração, enquanto as flexões locais ocorrem principalmente na pós-fissura. (BENTUR & MINDESS, 2007; CARVALHO, 2012).

Figura 8 – Fibra inclinada com uma fissura: (a) orientação constante da fibra através da fissura; (b) flexão da fibra pela fissura.



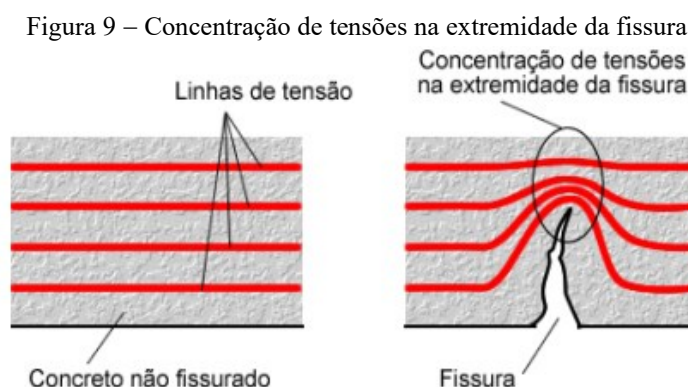
Fonte: Bentur e Mindess (2007)

De acordo com Carvalho (2012),

A eficiência da fibra no compósito está diretamente relacionada com a sua inclinação em relação ao esforço principal de tensão. A máxima eficiência se traduz com a fibra perfeitamente alinhada em relação à direção da carga e a mínima eficiência com a mesma em posição perpendicular à tensão.

2.2.1.5 Interação fibra-matriz

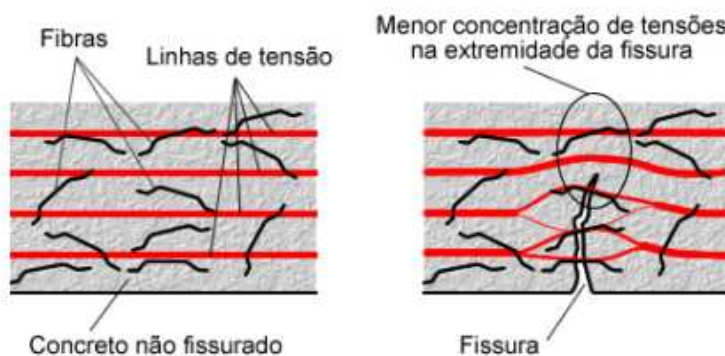
As tensões provenientes de esforços atuantes na estrutura tendem a se propagar no interior do concreto e o surgimento de uma fissura atua como barreira à propagação destas tensões. Dessa forma, ocorre um desvio nas linhas de tensões que passam a se concentrar na extremidade da fissura (Figura 9) e, caso essa tensão supere o valor da tensão crítica, ocorrerá a ruptura abrupta do material, caracterizando um comportamento frágil (FIGUEIREDO, 2011; MIGLIORINI et al, 2012).



Fonte: Barros (2009).

Com a utilização das fibras, estas acabam atuando como ponte de transferência das tensões pelas fissuras, como exemplificado na Figura 10, desse modo a concentração das tensões é minimizada e a propagação das fissuras no concreto ocorre mais lentamente, possibilitando o material apresentar um comportamento pseudo-dúctil, ou seja, evidencia certa capacidade portante pós fissuração (FIGUEIREDO, 2000).

Figura 10 – Fibras como ponte de transmissão de tensões pelas fissuras



Fonte: Barros (2009).

2.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CRF

A adição de fibras no concreto gera alterações no composto quando se comparado ao concreto convencional. Desse modo, propriedades como a resistência à compressão, à tração, módulo de elasticidade e tenacidade permitem compreender melhor o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço.

2.3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A adição de fibras ao concreto não tem como premissa aumentar a sua resistência à compressão. Em grande parte das vezes, a resistência a compressão não apresenta variações com a adição das fibras, em contrapartida, pode haver casos em que há um decréscimo dessa resistência, e tal fato pode estar diretamente ligado à maior adição de água utilizada a fim de melhorar a trabalhabilidade do compósito (LOBÃO, 2005).

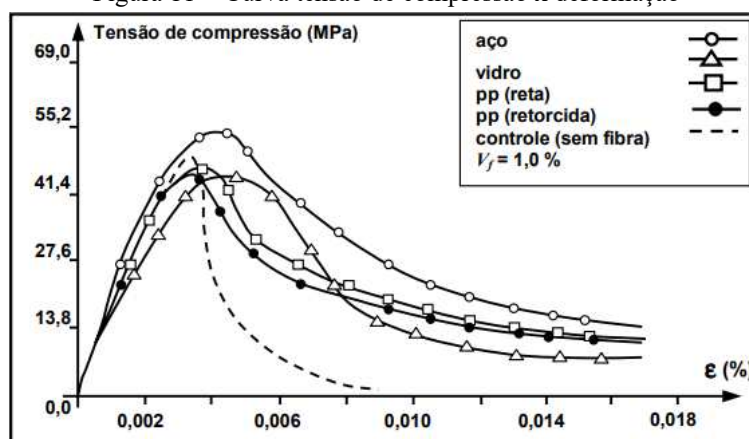
O acréscimo de fibras no concreto pode exercer tanto uma influência desprezível na resistência à compressão do CRF, com teores de fibras ficarem em torno de 20kg/m^3 a 60kg/m^3 , quanto apresentar um melhor desempenho do concreto, quando os teores de fibras forem em torno de 157 a 235 kg/m^3 . Ou seja, para que o concreto reforçado com fibras de aço tenha uma melhora significativa na resistência à compressão faz necessário o uso de altas taxas de fibra (BENTUR & MINDESS, 2007, CARVALHO, 2012).

Ainda que a adição de fibra produza nenhuma ou pequenas modificações no estágio elástico do material, o comportamento pós-pico do material apresenta mudanças significativas em função da presença das fibras. O material passa a ser capaz de absorver muito mais energia de deformação até o seu completo esgotamento, ou seja, o concreto apresenta maior tenacidade,

que se traduz numa resposta muito mais suave em termos da declividade do ramo descendente da curva tensão-deformação (SANT'ANA, 2005).

Na Figura 11, tem-se a curva tensão de compressão x deformação, relacionando a adição de diferentes tipos de fibras ao concreto, dentre elas a de aço, ao seu desempenho à compressão. Da mesma forma, a Figura 12 demonstra a influência do volume de fibras quando o compósito é submetido a forças de compressão.

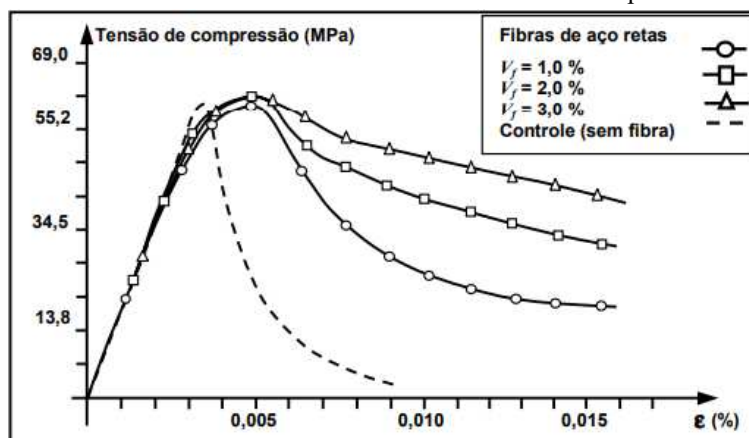
Figura 11 – Curva tensão de compressão x deformação



Fonte: Fanella e Naaman (1985) *apud* Sant'ana (2005).

É percebido em ambas as curvas apresentadas nas Figura 11 e 12, que a tensão de compressão praticamente não sofre variações até o pico de tensão, diferentemente do que ocorre pós pico, onde os compósitos com fibras e com maior volume delas apresentam melhores resultados, suportando maiores níveis de tensão.

Figura 12 – Influência do volume de fibras na curva tensão de compressão x deformação



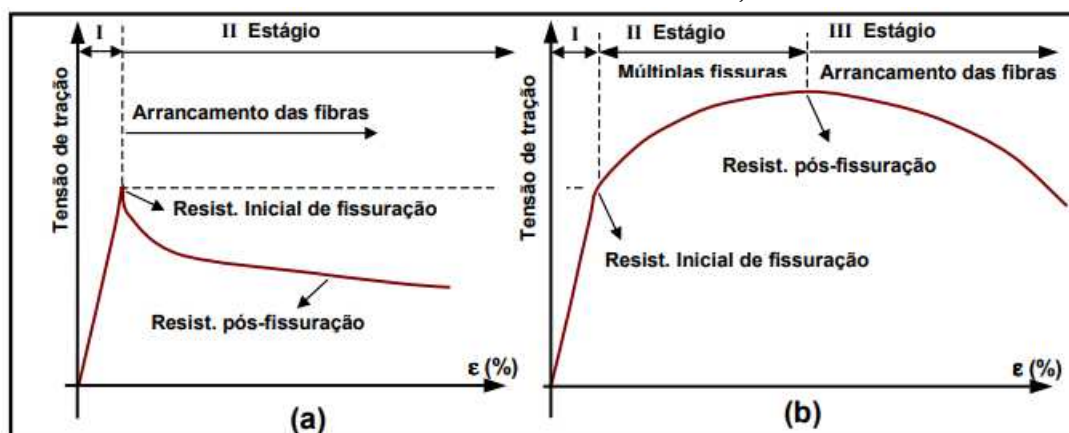
Fonte: Fanella e Naaman (1985) *apud* Sant'ana (2005).

2.3.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Segundo Guimarães (1999), o uso de fibras em matrizes relativamente frágeis sob tensões de tração tem como razão principal o aumento da ductibilidade da matriz. Nestes compósitos a capacidade de deformação da matriz é menor que a capacidade de deformação das fibras, e a matriz rompe antes que seja solicitada a capacidade total da fibra. Nos compósitos em que o teor de fibras é alto ($V_f > 0,5 \%$), há um significativo aumento na resistência à tração, pois as fibras atuam como ponte de ligação na fissura, contribuindo para dissipação de energia através do processo de deslizamento e arrancamento das fibras.

Dessa forma, para concretos normais com baixo teor de fibras ($V_f < 0,5 \%$) a relação entre a tensão-deformação pode ser vista em dois estágios, conforme Figura 13.a. e para as adições com alto teor de fibras ($V_f > 0,5 \%$), essa relação pode ser vista em três estágios, como mostrado na Figura 13.b.

Figura 13 – Tensão x deformação – (a) concreto de resistência convencional reforçado com fibras $V_f < 0,5 \%$;
(b) concreto com elevado volume de fibras $V_f > 5 \%$



Fonte: Adaptado de Zia et al. (1996) apud Sant'ana (2005).

Durante o primeiro estágio, o compósito apresenta um comportamento elástico e semelhante ao da matriz não reforçada, em casos em que a quantidade de fibras adicionadas é muito pequena, pode ocorrer um colapso ao final desse estágio, onde o compósito se rompe imediatamente após a ruptura da matriz. Já no segundo estágio, a matriz fissa e as fibras começam a atuar como ponte de transmissão, nos compósitos com pequeno teor de fibra, à medida que a deformação aumenta, ocorre o arrancamento das fibras da matriz, resultando em uma capacidade cada vez menor de suportar a ação, e nos compósitos com alto teor de fibra, à medida que a deformação aumenta ocorre múltiplas fissuras no compósito e as fibras começaram a suportar o aumento da

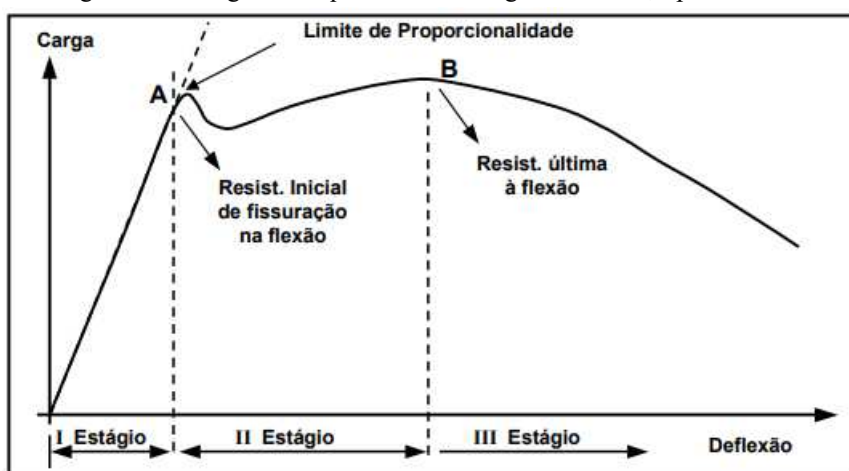
ação. O terceiro estágio ocorre no compósito com alto teor de fibra, onde a ação resultante supera a capacidade de absorção de carga do compósito, ocorrendo o arrancamento das fibras (GUIMARÃES, 1999; SANT'ANA, 2005).

2.3.3 TENACIDADE

A tração na flexão do compósito fissurado é dada pela somatória de pequenas forças provenientes das fibras que trabalham como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura (ACI 544.2R, 2009).

A influência da adição de fibras de aço em concretos quanto a resistência à flexão é muito maior que nas resistências à tração direta e à compressão (BENTUR & MINDESS, 2007). De acordo com a ACI 544.4R (2018) geralmente são considerados dois parâmetros de resistência à tração na flexão, a relativa à carga de fissuração, ponto A indicado na Figura 14 e a relativa à carga máxima alcançada, indicada pelo ponto B na mesma figura.

Figura 14 – Diagrama esquemático de carga x deflexão, típica do CRF



Fonte: Adaptado de Zia et al. (1996) apud Sant'ana (2005).

Esses parâmetros podem ser observados ao analisar a curva típica de carga versus deflexão de corpos de prova de concreto reforçados com fibra, submetidos à flexão. Conforme a Figura 14, pode ser observado três estágios distintos, sendo o primeiro deles, caracterizado por uma resposta relativamente linear até o ponto A, onde a carga imposta ao material é compartilhada entre a matriz e as fibras, até atingir a resistência inicial de fissuração na flexão da matriz, conhecida como “resistência inicial de fissuração” ou “limite de proporcionalidade”.

No segundo estágio percebe-se um comportamento não linear localizado entre o ponto A e B, nessa fase ocorre uma transferência progressiva de tensão da matriz fissurada para as fibras. Com o aumento da carga, as fibras tendem ser arrancadas progressivamente da matriz, o que precede a uma resposta de carga-deformação linear até que a resistência última à flexão, no ponto B, seja alcançada. Esse estágio ocorre apenas em compósitos com altos teores de fibras ($V_f > 0,5 \%$), pois com baixos teores a resistência última à flexão coincide com a resistência inicial de fissuração, acarretando o decréscimo imediato da carga carga-deflexão após atingir a carga de fissuração. No terceiro estágio, após atingir a resistência última à flexão, a capacidade de carga decresce progressivamente (SANT'ANA, 2005).

De acordo com a ASTM C1018 (1997), o desempenho do CRF na flexão pode ser comparado por meio da resistência inicial à fissuração, por índices de tenacidade e pelos fatores de resistência residual. Sendo que, a resistência inicial de fissuração reflete o comportamento até o início da fissuração, e os índices de tenacidade e os fatores de resistência residual refletem o comportamento pós-fissuração do material submetido à flexão (SANT'ANA, 2005).

Segundo Callister (2012) tenacidade é a energia absorvida por um material dúctil até sua ruptura, contudo, de acordo com Figueiredo (2011), a definição mais aceita atualmente para a tenacidade é a energia absorvida antes e após a fissuração da matriz, quando as fibras passam a atuar de maneira mais efetiva. Os ensaios de flexão são recomendados para se quantificar a tenacidade do CRFA.

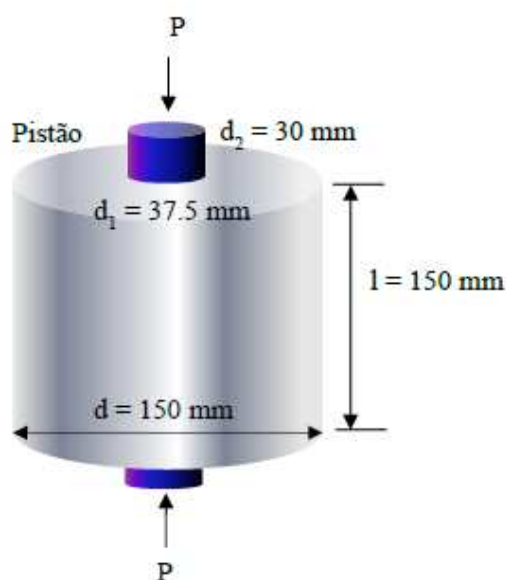
Para determinar a medida da tenacidade de um compósito, tem-se métodos normatizados de ensaios, que possibilitam analisar a resistência inicial de fissuração, bem como a resistência residual do compósito.

2.3.3.1 UNE 83515 (2010) – Concreto com fibras – Determinação da resistência à fissuração, tenacidade e resistência residual à tração – Ensaio Barcelona

O Ensaio Barcelona é um método de ensaio para determinar a resistência à fissuração, tenacidade e resistência residual do concreto reforçado com fibras por meio de um ensaio de puncionamento duplo. Segundo a AENOR UNE 83515 (2010), no ensaio Barcelona devem ser utilizados corpos de prova cilíndricos com diâmetro igual à altura, dimensão mínima de 150 mm para corpos de prova moldados e 100 mm para corpos de prova extraídos. A transferência de carga ao corpo de prova deve ser de modo uniforme com velocidade de 0,5 mm/min por meio de discos de carga posicionados na face superior e na face inferior. Os discos de carga devem possuir

diâmetro igual a $\frac{1}{4}$ do diâmetro do corpo de prova e altura igual a $\frac{1}{5}$ da altura do corpo de prova. Como visto na Figura 15, para corpos de prova moldados in loco os discos devem $d = 37,5\text{mm}$ e $h = 30\text{mm}$.

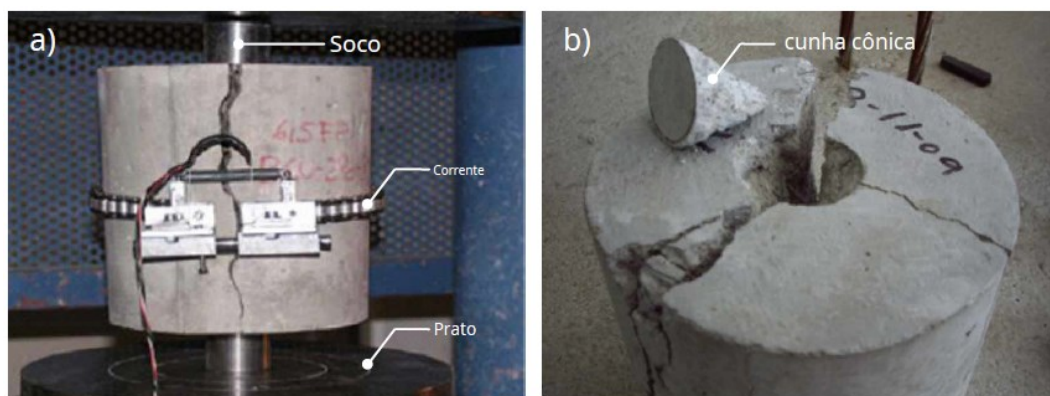
Figura 15 – Configuração do Ensaio Barcelona



Fonte: Aire e Aguilar (2020).

A norma AENOR UNE 83515 (2010) especifica a utilização de um extensômetro circunferencial, Figura 16, para medir o aumento do perímetro circunferencial ou *TCOD* (*total circumferential opening displacement*), entretanto, esse equipamento se torna um fator limitante para o uso do ensaio Barcelona visto que possui custo elevado e não é presente em grande parte dos laboratórios.

Figura 16 – a) Ensaio Barcelona utilizando o extensômetro circunferencial. b) Padrão típico de fissuração pós ensaio



Fonte: Pajudas et al (2013).

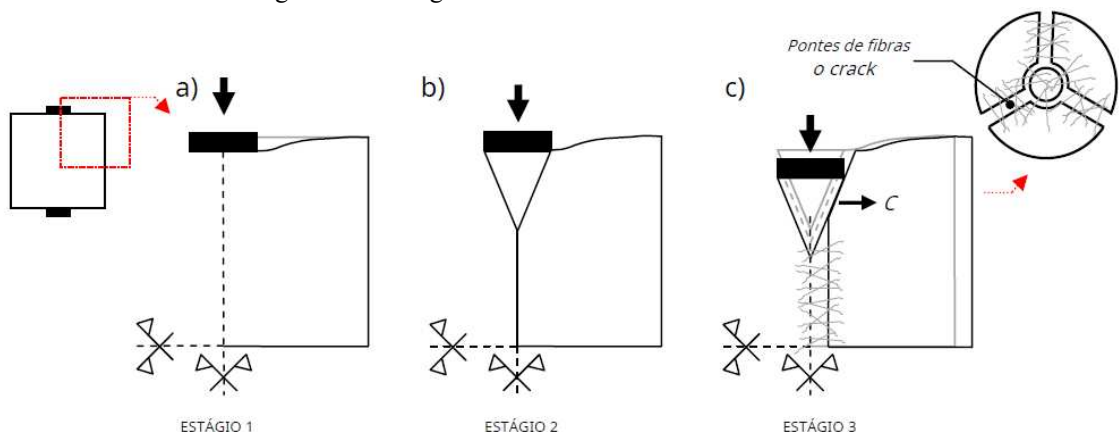
Pajudas et al. (2013) propuseram um método analítico para converter o deslocamento vertical da prensa em TCOD, dessa forma não seria necessário a utilização do extensômetro circunferencial, pois no Ensaio Barcelona Simplificado (EBS), nome a qual ficou conhecido, é medido o deslocamento vertical da prensa, diferentemente do modelo original em que se media a abertura circunferencial do cilindro. O EBS foi validado experimentalmente com um erro menor que 6,7%.

O método simplificado proposto por Pajudas et al. (2013) considera que o corpo de prova passa por estágios fases diferentes, dependendo de sua integridade e do mecanismo de resistência, sendo elas:

- Estágio 1: coincide com aplicação inicial do carregamento em que a tensão interna gerada é resistida pela matriz de concreto e o CRF não apresenta grandes fissuras.
- Estágio 2: tem início quando a resistência à tração da matriz é superada, surgindo as fissuras principais e as cunhas cônicas sob os discos de carga são formadas de forma brusca.
- Estágio 3: ocorre quando as fissuras principais se estabilizam, e as fibras começam a atuar correspondendo a resistência residual enquanto as cunhas escorregam para o interior do corpo de prova.

A Figura 17 exemplifica os três estágios a qual os corpos de prova passam.

Figura 17 – Estágios de uma amostra no ensaio Barcelona



Fonte: Pajudas et al (2013).

Pajudas et al. (2013) propuseram as Equações 5, 6 e 7, apresentadas a seguir, para a conversão do deslocamento vertical em TCOD para cada estágio do ensaio Barcelona.

$$TCOD = 0 \quad \delta \leq \delta_{cr} \quad (5)$$

$$TCOD = n \times \frac{a \times \delta_{R,0}}{2 \times l_{cunha}} \times \operatorname{sen} \frac{\pi}{n} \left(1 - \frac{F}{F_{cr}} \right) \quad \delta_{cr} < \delta < \delta_{R,0} \quad (6)$$

$$TCOD = n \times \frac{a}{2 \times l_{cunha}} \times \operatorname{sen} \frac{\pi}{n} \left[\delta - \delta_{cr} + \delta_{R,0} \times \left(1 - \frac{F_{R,0}}{F_{cr}} \right) \right] \quad \delta < \delta_{R,0} \quad (7)$$

Onde,

n : número de fissuras radiais formadas no ensaio;

a : diâmetro do disco de carga;

l_{cunha} : comprimento da cunha formada;

F_{cr} , δ_{cr} : força de deslocamento vertical no ponto de carga máxima;

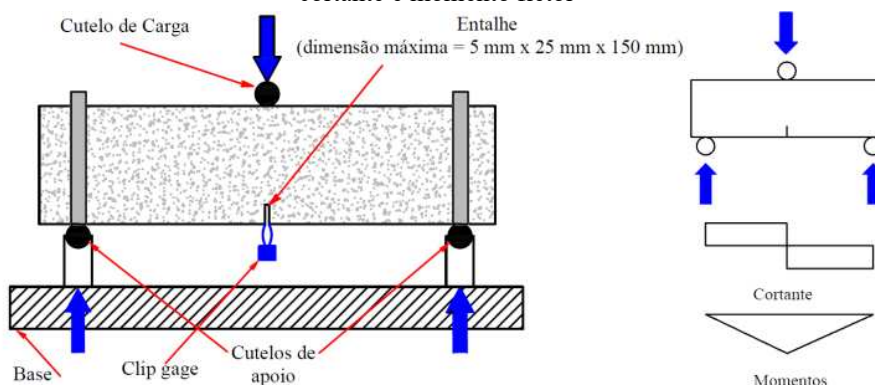
$F_{R,0}$, $\delta_{R,0}$: força e deslocamento vertical no ponto de início da resistência residual.

2.3.3.2 Método EN 14651 (2007) – Método de ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração à flexão (limite de proporcionalidade (LOP) e resistência residual)

O ensaio prescrito na norma EN 14651 (2007) é um método de ensaio que permite a avaliação do comportamento à tração na flexão do concreto reforçado com fibra através dos valores de resistência residual à tração na flexão obtidos por meio da curva de carga versus abertura de fissura. Para o desenvolvimento do ensaio, devem ser utilizados corpos de prova prismáticos com 150 mm x 150 mm x 550 mm, contendo um entalhe de 5mm de espessura e 20 mm de profundidade, centralizado na sua face inferior, a qual ficará apoiada, com a finalidade de induzir o posicionamento da fissura.

O ensaio tem como princípio fundamental o controle CMOD (*crack mouth opening displacement*), em que a medida da tenacidade é parametrizada pela abertura da fissura do compósito, sendo este parâmetro medido de forma direta por meio de um *clip-gage*, posicionado no centro do entalhe. A Figura 18 apresenta a configuração do ensaio especificado pela norma EN 14651 (2007).

Figura 18 – Esquema de ensaio conforme a EN 14651 (2007) e esforços solicitantes máximos de esforço cortante e momento fletor

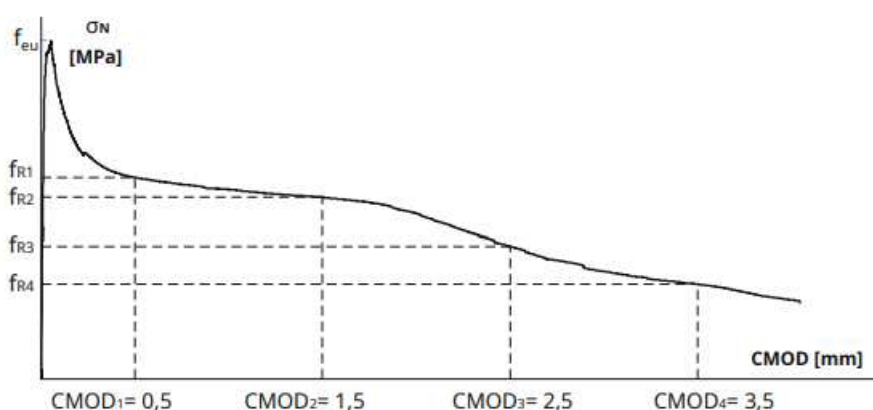


Fonte: Arif (2014).

A velocidade do ensaio é dividida em dois trechos e determinada em relação a abertura de fissuras. No primeiro trecho, com a abertura de fissura até 0,5mm, a velocidade deve ser igual a 0,05 mm/min. Já para o intervalo de abertura de fissura de 0,5 a 4,00mm, a velocidade deve ser 0,2 mm/min.

Através da curva carga versus abertura de fissura, obtida conforme o ensaio prescrito na EN 14651 (2007), obtém-se as resistências residuais em pontos pré-determinados de abertura de fissura, Figura 19. Esses pontos definem o comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço antes, durante e após a ruptura da matriz (ARIF, 2014).

Figura 19 – Curva típica da tensão versus CMOD para CRF



Fonte: EN 14651: 2007.

A norma EN 14651 (2007) especifica que as Equações 8 e 9 devem ser usadas para a análise da curva de carga por abertura de fissura.

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2} \quad (8)$$

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (9)$$

Onde,

$f_{ct,L}^f$: é o *LOP*, em Newton por milímetro quadrado;

$f_{R,j}$: é a resistência à tração à flexão residual correspondente a $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$), em Newton por milímetro quadrado;

F_L : é a carga correspondente ao *LOP*, em Newton (é caracterizado como a maior carga incidente no corpo de prova até $CMOD = 0,05$ mm);

F_j : é a carga correspondente com $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$), em Newton;

l : é o comprimento do vão, em milímetros;

b : é a largura do corpo de prova, em milímetros;

h_{sp} : é a distância entre a ponta do entalhe e o topo da amostra, em milímetros.

Segundo di Prisco, Plizzari e Wanderwalle (2009), o uso de quatro valores diferentes para resistência residual poderia ser um obstáculo para a aceitação do dimensionamento de estruturas com CRF, desse modo, foi assumido apenas dois desses valores caracterizam a resistência residual, sendo $f_{R,1}$ (0,5 mm) e $f_{R,3}$ (2,5 mm) correspondem ao estado limite de serviço e ao estado limite último, respectivamente.

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{Lk}} \geq 0,4 \quad (10)$$

$$\frac{f_{R,3k}}{f_{R,1k}} \geq 0,5 \quad (11)$$

Onde:

f_{Lk} : Resistência do concreto (MPa);

$f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$: Resistências residuais para abertura de fissura 0,50 mm e 2,50 mm respectivamente (MPa).

Conforme di Prisco, Colombo e Dozio (2013), às classes de força para $f_{R,1k}$ são definidos pelos valores 1,0 MPa; 1,5 MPa; 2,0 MPa; 2,5 MPa; 3,0 MPa; 4,0 MPa; 5,0 MPa; 6,0 MPa; 7 MPa e 8 MPa, já a proporção $f_{R,3k}/f_{R,1k}$, pode ser representada pelas letras a, b, c, d, e, correspondentes aos valores na Tabela 1:

Tabela 1 – Classes para as resistências residuais $f_{R,3k}/f_{R,1k}$, obtidas pelo ensaio EN 14651 (2007)

Letra	Condição
a	$0,5 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} \leq 0,7$
b	$0,7 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} \leq 0,9$
c	$0,9 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} \leq 1,1$
d	$1,1 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k} \leq 1,3$
e	$1,3 \leq f_{R,3k}/f_{R,1k}$

Fonte: di Prisco, Colombo e Dozio (2013).

De acordo a EN 14651 (2007), a correlação entre a abertura de fissura e a deflexão pode ser expressa a partir da Equação 12.

$$\delta = 0,85CMOD + 0,04 \quad (12)$$

Onde:

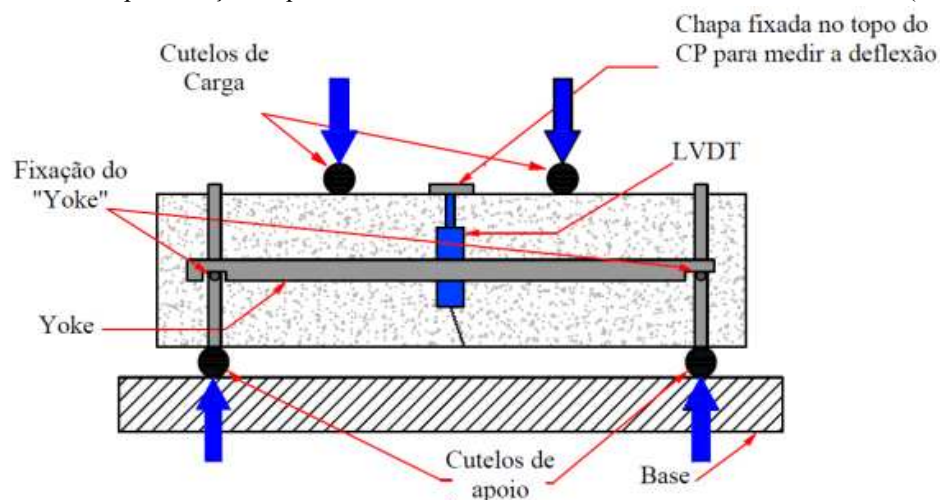
δ : deflexão (mm);

$CMOD$: abertura de fissura (mm).

2.3.3.3 Método ASTM C1609 (2010) – Método de ensaio padrão do desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras

O ensaio normatizado pela ASTM C1609 (2010) visa analisar o comportamento do concreto reforçado com fibras à flexão. As amostras a serem utilizadas no ensaio são prismáticas, podendo ter duas variações em suas dimensões, sendo 150 mm x 150 mm x 500 mm com vão de 400 mm, ou 100 mm x 100 mm x 350 mm com vão de 300 mm, além disso, a norma solicita que a largura e a altura das amostras utilizadas devem ser três vezes maiores que o comprimento da fibra empregada, dessa forma, para as amostras com largura e altura de 100mm o comprimento máximo da fibra deve ser 33,3mm e para as amostras com largura e altura de 150 mm, o comprimento máximo da fibra deve ser de 50 mm.

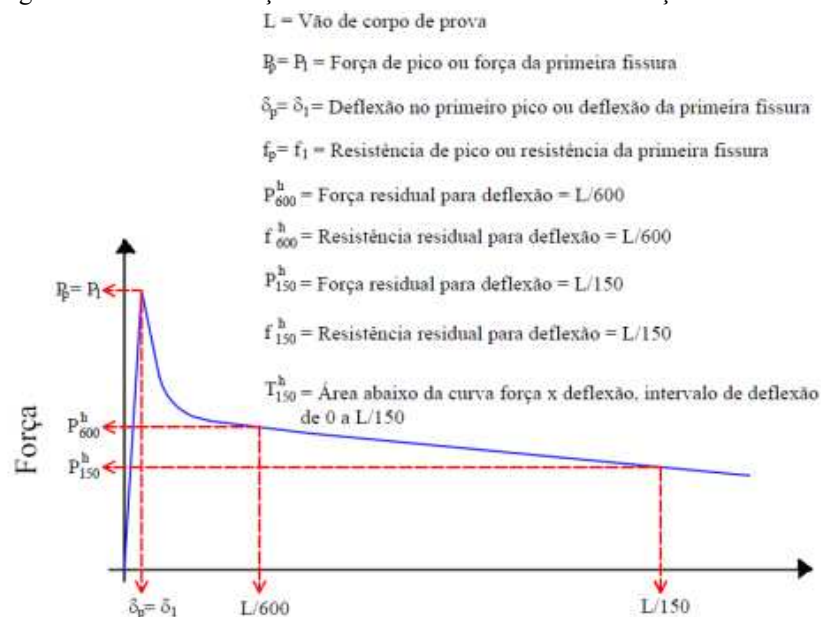
Figura 20 – Representação esquemática do ensaio de tenacidade à flexão ASTM C1609 (2010)



Fonte: Arif (2014).

Segundo a ASTM C1609 (2010), a curva força x deflexão, Figura 21, define como obter a força de ruptura e as forças residuais nas deflexões especificadas ($L/900$ e $L/150$).

Figura 21 – Curva de força x deflexão através de ensaio de tração na flexão



Fonte: ASTM C1609 (2010).

A velocidade de carregamento de ensaio é dividida em duas etapas, Tabela 2, sendo a primeira dela com velocidade inicial até $L/900$ de flexão e a velocidade secundária de $L/900$ a $L/150$ de deflexão. Igualmente a velocidade, a frequência de aquisição de dados segue as mesmas etapas, sendo que na primeira, a frequência deve ser, no mínimo de 2,5 Hz e para a segunda etapa, pode ser diminuída para 1 HZ até o final do ensaio.

Tabela 2 – Velocidade de carregamento conforme a deflexão

Dimensão do corpo de prova	Velocidade inicial para deflexão até L/900	Velocidade secundária para deflexão entre L/900 e L/150
100 x 100 x 350 mm	0,025 – 0,075 mm/min	0,05 – 0,20 mm/min
150 x 150 x 500 mm	0,035 – 0,10 mm/min	0,05 – 0,30 mm/min

Fonte: ASTM C1609 (2010).

A norma ASTM C1609 (2010) define a força de primeira fissura como a maior força encontrada na curva força versus deflexão, quando a inclinação da curva é igual a zero. Desta maneira, os cálculos para determinar a resistência à flexão de primeira fissura e as resistências residuais são feitos a partir das Equações 13, 14 e 15:

$$f_1 = P_1 \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (13)$$

$$f_{600}^h = P_{600}^h \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (14)$$

$$f_{150}^h = P_{150}^h \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (15)$$

Onde:

f_1 : resistência de primeiro pico (MPa);

f_{600}^h, f_{150}^h : resistências residuais para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/600$ e $L/500$, respectivamente (MPa);

P_1 : força de primeiro pico (N);

P_{600}^h, P_{150}^h : forças residuais para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/600$ e $L/500$, respectivamente (N);

L : vão de ensaio (mm);

b : largura do corpo de prova (mm);

h : altura do corpo de prova (mm).

O coeficiente de resistência à flexão equivalente ($R_{T,150}^h$) é expresso em porcentagens e é determinado a partir da Equação 16. Esse coeficiente é calculado a partir da determinação da resistência à flexão no primeiro pico (f_1) e tenacidade à flexão (T_{150}^h).

$$R_{T,150}^h = \frac{150 \times T_{150}^h}{f_1 \times b \times h^2} \times 100\% \quad (16)$$

Onde:

$R_{T,150}^h$: coeficiente da resistência à flexão equivalente para corpo de prova de altura h (%);

T_{150}^h : tenacidade à flexão para o corpo de prova de altura h (J);

f_1 : resistência de primeiro pico (MPa);

b : largura do corpo de prova (mm);

h : altura do corpo de prova (mm).

2.3.3.4 Outros ensaios

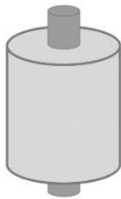
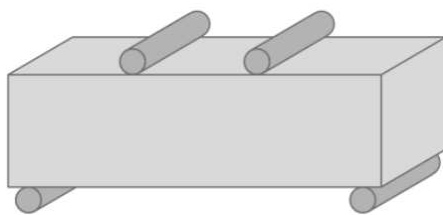
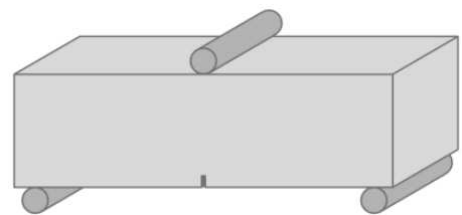
Além dos ensaios detalhados, existem outros ensaios também utilizados para determinar a tenacidade ou a resistência pós fissuração do concreto reforçado com fibras de aço, como:

- Instituto Belga de Normatização – NBN B 15-238 (1992): Ensaios em concreto reforçados com fibras – *Ensaio de flexão em amostras prismáticas*.
- União Internacional de Laboratórios e Especialistas em Materiais, Sistemas e Estruturas de Construção – RILEM TC 162–TDF: *Métodos de ensaio e concepção para concreto reforçado com fibras de aço*.
- Double Edge Wedge Splittinng – DEWS (Di Prisco et al, 2010): *Compressão diametral com duplo entalhe em cunha*
- Sociedade Americana de Testes e Materiais – ASTM C1550 – 10a: *Método de ensaio padrão para tenacidade à flexão de concreto reforçado com fibras (usando painel redondo carregado centralmente)*

2.3.3.5 Comparativo dos ensaios

O resumo comparativo dos ensaios das normas AENOR UNE 83515 (2010), ASTM C1609 (2010) e EN 14651 (2007) se apresenta no Quadro 1.

Quadro 1 – Resumo comparativo dos ensaios normatizados

ITEM	AENOR UNE 83515 (2010)	ASTM C1609 (2010)	EN 14651 (2007)
Esquema de ensaio			
Tipo de controle de ensaio	<i>Closed loop</i>	<i>Closed loop</i>	<i>Closed loop</i>
Equipamento de controle	LVDT circunferencial	LVDT	LVDT ou <i>Clip Gage</i>
Geometria do corpo de prova	Cilíndrico	Prismático	Prismático
Dimensões do corpo de prova	altura = diâmetro 150 mm para C.P. moldados	100 mm x 100 mm x 350 mm	150 mm x 150 mm x 550 mm
	altura = diâmetro 100 mm para C.P. extraídos	150 mm x 150 mm x 500 mm	
Primeira velocidade do ensaio	0,5 (mm/min)	(Para C.P. 100 mm x 100 mm x 350 mm) 0 a L/900 (mm) de deflexão: 0,025 a 0,075 (mm/min)	0 a 0,5 (mm) de abertura de fissura: 0,05 (mm/min)
Segunda velocidade do ensaio	—	(Para C.P. 100 mm x 100 mm x 350 mm) L/900 a L/150 de deflexão: 0,05 a 0,2 (mm/min)	0,5 a 4 (mm) de abertura de fissura: 0,2 (mm/min)
Primeira velocidade do ensaio	—	(Para C.P. 150 mm x 150 mm x 500 mm) 0 a L/900 (mm) de deflexão: 0,035 a 0,1 (mm/min)	—
Segunda velocidade do ensaio	—	(Para C.P. 150 mm x 150 mm x 500 mm): L/900 a L/150 (mm) de deflexão: 0,05 a 0,3 (mm/min)	—

Fonte: Autora (2023).

CAPÍTULO 3

Blocos sobre estacas

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Entende-se por fundação a parte de um sistema de infraestrutura que tem por finalidade transmitir ao solo ou rocha subjacente as cargas suportadas vindas da superestrutura e o seu peso próprio.

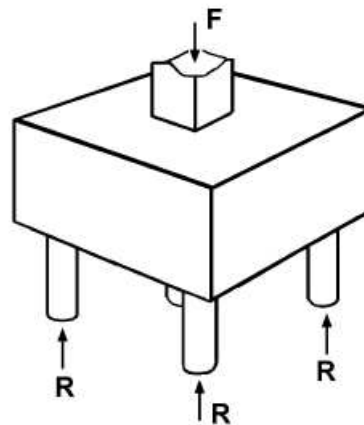
Segundo Velloso e Lopes (2010), os requisitos básicos que um projeto de fundações deve atender são:

- as deformações aceitáveis sob condições de trabalho, verificação ao estado-limite de utilização ou de serviço (ELS);
- a segurança adequada ao colapso do solo, verificação ao estado-limite último (ELU) do solo;
- a segurança adequada ao colapso dos elementos estruturais, verificação ao ELU do solo.

A definição do tipo de fundação para uma construção é baseada nos estudos técnicos, de modo a avaliar o tipo de solo e seus parâmetros, as ações incidentes e os tipos de fundações disponíveis no mercado local. As fundações em estacas são adotadas quando o solo em suas camadas superficiais não é capaz de suportar ações originadas na superestrutura, sendo necessário, portanto, buscar resistência em camadas profundas. Quando for necessária a utilização de fundação em estacas ou tubulões, faz-se necessário a construção de um elemento estrutural de transição, o bloco de coroamento (Figura 22), também denominado bloco sobre estacas o qual faz a transferência das ações da superestrutura para infraestrutura (OLIVEIRA, 2009).

Os blocos podem englobar uma ou mais estacas, podendo ter várias configurações geométricas possíveis para essas estruturas, que têm como uma das principais características o fato de que todas as suas três dimensões são da mesma ordem de grandeza (MENDONÇA, 2017).

Figura 22 – Bloco sobre estacas



Fonte: Delalibera (2006).

Segundo a NBR 6118 (2014), “blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação”. São considerados como elementos estruturais especiais, que não respeitam a hipótese das seções planas permanecem planas após a deformação, por não serem suficientemente longas para que se dissipam as perturbações localizadas (DELALIBERA, 2006).

3.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Quanto ao comportamento estrutural, a NBR 6118 (2014) subdivide os blocos em duas classes, sendo elas, blocos rígidos e blocos flexíveis, que influenciam diretamente no modelo de cálculo a ser adotado.

3.2.1 BLOCOS RÍGIDOS

O bloco rígido não sofre deformação durante a sua aplicação, ou seja, a rigidez não afeta a transmissão das cargas da estrutura para a fundação. Desse modo, a NBR 6118 (2014) esclarece que esse tipo de bloco é caracterizado pelo seu comportamento estrutural, onde:

- a estrutura trabalha à flexão nas duas direções, ou seja, com a carga chegando no bloco ele tende a deformar nas duas direções, contudo as forças de tração são essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas;
- as forças são transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, gerando um fenômeno conhecido como “diagonal comprimida”, de forma e dimensões complexas;

- o trabalho ao cisalhamento também ocorre em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Dessa forma, considerando que as cargas do pilar sejam distribuídas diretamente às estacas, entende-se que os blocos são rígidos quando atendem a Equação 17:

$$h \geq \frac{B - b_p}{3} \quad (17)$$

Onde:

h : altura do bloco;

B : dimensão do bloco em determinada direção;

b_p : dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco.

3.2.2 BLOCOS FLEXÍVEIS

Para os blocos flexíveis, não é considerado que as cargas sejam plenamente distribuídas às estacas, por consequência a isso, a NBR 6118 (2014) prevê que para esse tipo de bloco deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção. E são considerados como flexíveis quando atendem a Equação 18:

$$h \geq \frac{l - b_p}{3} \quad (18)$$

Onde:

h : altura do bloco;

B : dimensão do bloco em determinada direção;

b_p : dimensão do pilar na mesma direção considerada para o bloco.

Para esse tipo de bloco, os esforços solicitantes internos são calculados como se o bloco fosse uma barra em cada direção, obtendo assim, os momentos e as cortantes, para assim, fazer o equilíbrio interno, calculando as forças nas armaduras e verificando as tensões de compressão (CAMPOS, 2015).

3.3 GEOMETRIA DOS BLOCOS

A geometria dos blocos de coroamento depende do número de estacas, das suas dimensões e da distância entre elas. Essas relações geométricas estão diretamente ligadas ao comportamento estrutural a ser apresentado pelo bloco.

De acordo com Campos (2015), para determinar a geometria dos blocos de coroamento, deve ser seguido as seguintes considerações:

- O delineamento do bloco deve sobressair em 15 cm as estacas nas laterais;
- O comprimento da estaca deve adentrar no mínimo 5 cm dentro do comprimento do bloco;
- A menor distância aceita entre os eixos das estacas moldados in loco é 60 cm, e esse valor é estabelecido por $3 \varnothing$, onde $\varnothing$ é o raio externo da estaca, definido como no mínimo 20 cm. Em caso de estacas prismáticas adota $\varnothing$ como a maior dimensão da sua seção transversal;
- A altura do bloco é dada em relação ao comprimento de ancoragem e espera das armações da estaca e do pilar, respectivamente, e também do ângulo das bielas, onde a altura do bloco deve acomodar todas essas armações.

Além dessas considerações, o formato geométrico do bloco é dado em conformidade à quantidade de estacas ligadas a ele, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Geometria dos blocos

Bloco	Geometria
2 Estacas	
3 Estacas	
4 Estacas	
5 Estacas Retangular	
5 Estacas Pentagonal	
6 Estacas Hexagonal	
6 Estacas Retangular	

Fonte: Adaptado de Alves e Tomaz (2018).

3.3.1 NÚMERO DE ESTACAS

Segundo Campos (2015), o número de estacas no bloco é definido através da relação entre a carga em serviço recebido pelo bloco e da carga de trabalho da estaca (Equação 19).

$$n = \frac{P}{\bar{P}} \quad (19)$$

Onde,

n : número de estacas;

P : carga em serviço;

$\bar{P}$: carga de trabalho da estaca.

Para cada modelo de estaca existente, a transferência de carga ao solo é feita de um modo, no entanto, em todos os casos são formados bulbo de tensões, que é a área de dissipação das tensões vindas das estruturas no solo. Dessa forma, quando n estacas estão confinadas próximas umas às outras a capacidade da carga de trabalho é diminuída, pois o bulbo de tensões de uma estaca, interfere na outra. A fim de determinar a eficiência de uma estaca em um grupo de estacas, utiliza-se a Regra de Feld, que deve ser descontado 1/16 da eficiência de cada estaca isolada para cada estaca adjacente à estaca em análise, não considerando a distância entre as estacas, contudo é recomendado que o espaçamento mínimo entre o eixo das estacas, seja de 60 cm (CAMPOS, 2015). Dessa forma, a eficiência do conjunto de estacas (ε) é dado pela Equação 20.

$$\varepsilon = 1 - \frac{n_1 * \varepsilon_1 + n_2 * \varepsilon_2 + \dots + n_m * \varepsilon_m}{n_1 + n_2 + \dots + n_m} \quad (20)$$

Onde,

ε : eficiência do conjunto de estacas;

n_n : número de estacas;

ε_n : é o 1/16 da eficiência de cada estaca isolada.

Desse modo, para que o número de estacas seja mantido, é necessário que ele atenda os parâmetros definidos pela Equação 21:

$$P \leq \varepsilon * \bar{P} * n \quad (21)$$

Onde,

n : número de estacas;

P : carga em serviço;

$\bar{P}$: carga de trabalho da estaca.

ε : eficiência do conjunto de estacas;

3.4 DIMENSIONAMENTO DE BLOCOS SOBRE ESTACAS

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que para o cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais, além do qual os efeitos de fendilhamento devem ser considerados na região de contato entre o pilar e o bloco, assim, permitindo a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

À vista disso, a NBR 6118 ABNT, 2014) não prevê formulação para o dimensionamento de blocos, apenas esclarece quais os modelos de cálculo podem e devem ser utilizados para tal dimensionamento.

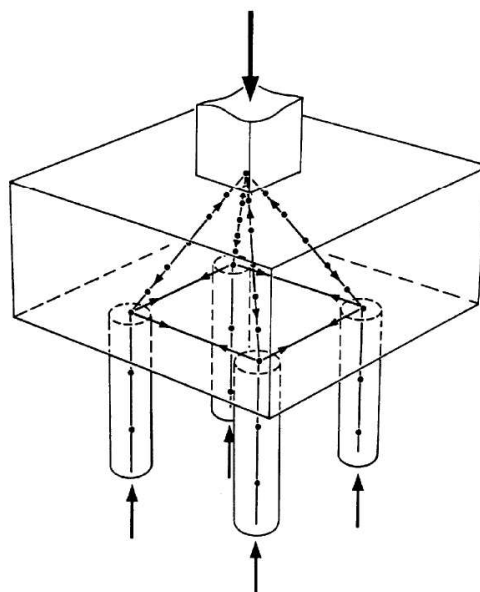
No Brasil o cálculo de bloco rígido sobre estacas, é realizado majoritariamente através da analogia de bielas e tirantes (Blévy e Frémy, 1967) e do método do CEB-FIP (1970), onde, ambos os métodos são aproximações para o cálculo do dimensionamento.

3.4.1 MÉTODO DAS BIELAS E TIRANTES

O Método das bielas e tirante é baseado nos ensaios de Blévy e Frémy (1967), a qual idealiza uma treliça espacial no interior do bloco, composta por barras tracionadas e comprimidas, unidas por meio de nós, representada na Figura 23. As barras comprimidas atuam como bielas de concreto nas quais a tensões de compressão devem ser resistidas, e os tirantes seriam as barras tracionadas, compostos por armaduras definidas pela força de tração.

Os nós são as regiões em que as barras se encontram e as cargas são transferidas. Desse modo, as cargas provenientes da superestrutura (pilar) são transferidas ao bloco, e através das bielas, que são inclinadas e ligam o nó de encontro do pilar ao bloco com o eixo das estacas, as cargas são transmitidas às estacas.

Figura 23 – Modelo de treliça tridimensional simples para bloco de quatro estacas



Fonte: Adebar e Zhou, 1996.

O método de bielas e tirantes é recomendado para ações centradas, pode ser empregado no caso de ações excêntricas, desde que, se admita que todas as estacas estão submetidas à maior força transferida e que todas as estacas possuam o mesmo espaçamento do centro do pilar.

O método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas sessões junto ao pilar e à estaca, onde as tensões limites foram determinadas experimentalmente por Blévyot e Frémy (1967).

O dimensionamento dos blocos irá variar de acordo com a geometria e a quantidade de estacas. Na Tabela 4 tem as equações das grandezas envolvidas no dimensionamento segundo Blévyot e Frémy (1967).

Tabela 4 – Equações de dimensionamento pelo método das bielas e tirantes

Bloco de 2 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e/2 - a_p/4}\right)$	$\frac{P_d}{8} \cdot \frac{(2e - a_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 3 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{3}/3 - 0,3 \cdot b_p}\right)$	$\frac{P_d}{9} \cdot \frac{(e\sqrt{3} - 0,9 \cdot b_p)}{D} \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{3 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 4 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{2}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d}{20} \cdot \frac{(2 \cdot e - b_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{4 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 5 estacas (retangular)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{2}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d}{20} \cdot \frac{(2 \cdot e - b_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{5 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 5 estacas (pentágono)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e/2 \sin(36^\circ) - b_p/4}\right)$	$\frac{0,75 \cdot P_d \left(\frac{a_p}{3,4}\right)}{5d}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{5 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 6 estacas (hexágono)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e - b_p/4}\right)$	$\frac{P_d \left(e - \frac{a_p}{4}\right)}{6d}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{6 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
Bloco de 6 estacas (retangular)			
θ_1	R_{sd1}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e - b_p/2}\right)$	$\frac{P_d}{9} \cdot \frac{(e\sqrt{3} - 0,9 \times b_p)}{D} \cdot \frac{\sqrt{3}}{3}$		
θ_2	R_{sd2}	$\frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta}$	$\frac{P_d}{6 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{5}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d \cdot \sqrt{5} \left(e \cdot \frac{\sqrt{5}}{2} - 0,3b_p\right)}{30d}$		
	R_{sd3}		
	$2 \cdot R_{sd2}$		

Fonte: Adaptado de Alves e Tomaz (2018).

Onde,

θ : ângulo da biela de compressão;

R_{sd} : força de tração de cálculo no tirante;

$\sigma_{cd,b,p}$: tensão da biela comprimida no pilar;

$\sigma_{cd,b,e}$: tensão da biela comprimida na estaca;

A : largura do bloco;

a_p : largura do pilar

b_p : largura do pilar;

A_p : área da biela no pilar;

A_e : área da biela na estaca;

D : altura livre do bloco (descontar o valor de arrasamento da estaca);

e : espaçamento entre o eixo das estacas;

P_d : força aplicada;

Para o dimensionamento deve ser levado em consideração as restrições referentes ao método, sendo elas:

- A primeira restrição é dada pela ABNT NBR 6118 (2014) conforme visto no item 2.1, em que define a altura mínima para que o bloco seja considerado rígido e possa ser utilizada a teoria de bielas e tirantes para o dimensionamento.

$$h - \frac{A - a}{3} \leq 0 \quad (22)$$

- A segunda restrição é indicada por Blévy e Frémy, sendo o intervalo do ângulo da biela, válido para a aplicação do método das bielas e tirantes.

$$45^\circ \leq \theta \leq 55^\circ \quad (23)$$

- Contudo, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), tem-se que as bielas inclinadas devem ter ângulo de inclinação cuja tangente esteja entre 0,57 e 2 em relação ao eixo da armadura longitudinal do elemento estrutural.

$$29,68^\circ \leq \theta \leq 63,43^\circ \quad (24)$$

- A terceira restrição define que a tensão da biela comprimida no pilar e na estaca deve ser menor ou igual à tensão limite definida por norma.

$$\sigma_{cd,b,p} - \sigma_{cd,b,lim,p} \leq 0 \quad (25)$$

$$\sigma_{cd,b,e} - \sigma_{cd,b,lim,e} \leq 0 \quad (26)$$

- A quarta restrição se refere a carga máxima suportada pela estaca, onde a reação da estaca não deve ultrapassá-la.

$$R_{e,máx} - R_{e,lim} \leq 0 \quad (27)$$

- A quinta restrição limita o espaçamento mínimo entre estacas, usualmente o espaçamento mínimo entre eixos das estacas pré-moldadas é $d \times 2,5$ (d sendo o diâmetro da estaca) e para estacas moldadas in loco $d \times 3$, contudo como mencionado anteriormente o espaçamento entre estacas é comumente definido como superior a 60 cm.

$$e_x - e_{x,min} \leq 0 \quad (28)$$

$$e_y - e_{y,min} \leq 0 \quad (29)$$

- A última restrição é referente ao cálculo da área de aço, onde será igual à força de tração no tirante dividido pela resistência de cálculo do aço.

$$A_s - \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = 0 \quad (30)$$

3.4.2 MÉTODO CEB-FIP

O Método do CEB-FIP 70, aplica-se usualmente a blocos com um número de estacas superior a seis estacas, e a blocos sobre estacas com distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, variando entre um terço e a metade da altura do bloco. O cálculo é baseado na teoria da flexão, considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta face de um comprimento igual a 0,15 da dimensão do pilar na direção considerada. Em relação à verificação da resistência ao esforço cortante, considera-se uma seção distante da face do pilar igual à metade da altura útil do bloco, e para blocos sobre estacas

vizinhas ao pilar, considera-se a seção relativa à própria face do pilar (MIGUEL, 2000; MUNHOZ; 2014).

Para o dimensionamento através do modelo CEB-FIP 70, tem-se alguns parâmetros a serem seguidos, sendo eles descritos a seguir:

- A primeira restrição é referente à altura do bloco para que seja considerado rígido e possa ser utilizado o método.

$$\frac{3}{2}C - h \leq 0 \quad (31)$$

$$h - 2C \leq 0 \quad (32)$$

- A segunda restrição define que a força cortante encontrada na seção de referência e a reação da estaca devem ser menores ou igual a força limite e reação limite, respectivamente.

$$V_d - V_{d,lim} \leq 0 \quad (33)$$

$$R_d - R_{d,lim} \leq 0 \quad (34)$$

- A terceira restrição se refere a carga máxima suportada pela estaca, onde a reação da estaca não deve ultrapassá-la.

$$R_{e,máx} - R_{e,lim} \leq 0 \quad (35)$$

- A quarta restrição limita o espaçamento mínimo entre estacas, usualmente o espaçamento mínimo entre eixos das estacas pré-moldadas é $d \times 2,5$ (d sendo o diâmetro da estaca) e para estacas moldadas in loco $d \times 3$, contudo como mencionado anteriormente o espaçamento entre estacas é comumente definido como superior a 60 cm.

$$e_x - e_{x,lim} \leq 0 \quad (36)$$

$$e_y - e_{y,lim} \leq 0 \quad (37)$$

- A última restrição é referente ao cálculo da área de aço, onde será dependente do momento fletor (M_d) e deverá ser calculado para as duas direções, onde a menor armadura deve ser no mínimo um quinto da maior.

$$A_s - \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0 \quad (38)$$

Os valores das variáveis são definidos de acordo com o número e disposição das estacas, na Tabela 5 está descrito de forma resumida as equações para o cálculo das reações pelo método CEB-FIP 70.

Onde,

C : altura do bloco;

e : largura da estaca;

M_x : momento atuante em torno do eixo x;

M_y : momento atuante em torno do eixo y;

M_d : momento fletor na seção perpendicular situada a 0,15 da largura do pilar;

V_d : força cortante limite para a seção de referência;

R_d : força cortante na estaca de borda;

$V_{d,lim}$: força cortante limite para a seção de referência (KN);

$R_{d,lim}$: força cortante local limite;

$R_{e,máx}$: reação máxima das estacas;

$R_{e,lim}$: carga limite na estaca;

R_N : reação máxima de cada estaca;

A_s : área de aço principal

b_p : largura do pilar na seção considerada;

a_p : medida do lado do pilar no sentido perpendicular à seção considerada;

b_2 : largura do bloco da seção de referência (cm)

d_2 : altura útil do bloco da seção de referência (cm);

f_{ck} : resistência do concreto (KN/cm²)

Tabela 5 – Equações de dimensionamento pelo método do CEB-FIP 70

Bloco de 2 estacas		
C	M_x	M_y
$(e - b_p)/2$	$R_{e,máx} \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p)$	
Bloco de 3 estacas		
C	M_x	M_y
$\min \begin{cases} 2/3 \cdot e - a_p/2 \\ e \sqrt{13/6} - b_p/2 \end{cases}$	$R_{e,máx} \cdot (2 \cdot e/3 - b_p/2)$	
Bloco de 4 estacas		
C	M_x	M_y
$(e - b_p) \cdot \sqrt{2}/2$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_2) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_3 + R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{cases}$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_2 + R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{cases}$
Bloco de 5 estacas (retangular)		
C	M_x	M_y
$(e - b_p) \cdot \sqrt{2}/2$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_2) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_2 + R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{cases}$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_2 + R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{cases}$
Bloco de 5 estacas (pentágono)		
C	M_x	M_y
$e/2 \cdot \sin(36^\circ) - b_p/4$	$\max \begin{cases} R_1 \cdot \left(\frac{e}{2 \cdot \sin(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) + \\ (R_2 + R_3) \cdot \left(\frac{e \cdot \sin(18^\circ)}{2 \cdot \sin(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) \\ (R_4 + R_5) \cdot \left(\frac{e}{2 \cdot \tan(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) \end{cases}$	$\max \begin{cases} R_2 \cdot \left(\frac{e \cdot \cos(18^\circ)}{2 \cdot \sin(36^\circ)} - 0,35 \cdot b_p \right) + \\ R_4 \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ R_3 \cdot \left(\frac{e \cdot \cos(18^\circ)}{2 \cdot \sin(36^\circ)} - 0,35 \cdot b_p \right) \\ R_5 \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{cases}$
Bloco de 6 estacas (hexágono)		
C	M_x	M_y
$\max \begin{cases} e - b_p/2 \\ \frac{2 - b/2}{\cos(\theta)} \\ \frac{e \cdot \sqrt{3}/2 - a_p/2}{\sin(60^\circ)} \end{cases}$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_2) \cdot (e \cdot \sqrt{3}/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_5 + R_6) \cdot (e \cdot \sqrt{3}/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{cases}$	$\max \begin{cases} R_3 \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) + \\ (R_1 + R_5) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ R_4 \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) + \\ (R_2 + R_6) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{cases}$
Bloco de 6 estacas (retangular)		
C	M_x	M_y
$\frac{2 - b/2}{\cos(\theta)}$ $\theta = \text{atan}(1/2)$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_2 + R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_4 + R_5 + R_6) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{cases}$	$\max \begin{cases} (R_1 + R_4) \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_3 + R_6) \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) \end{cases}$
Bloco de 2 a 6 estacas		
$V_{d,lim}$	$R_{d,lim}$	
$\frac{0,25}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{C}{5d} \right) \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$\frac{0,12}{\gamma_c} \cdot b'_2 \cdot d'_2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	

Fonte: Adaptado de Alves e Tomaz (2018).

3.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO

De acordo com Jensen e Hoang (2012), a ruína de blocos sobre estacas é normalmente dividida em três categorias principais, sendo elas, ruína por punção, ruína por cisalhamento e ruína por flexão.

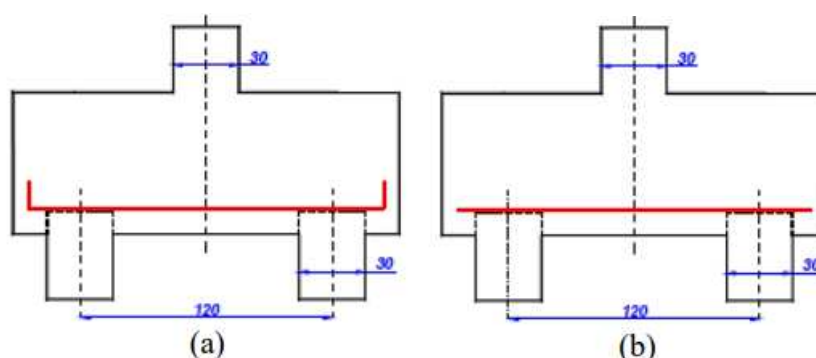
Ao longo do tempo diversos pesquisadores analisaram e contribuíram a respeito do modelo de dimensionamento de blocos e seu respectivo modelo de ruína, por meio de pesquisas numéricas e experimentais.

3.5.1 BLÉVOT E FRÉMY (1967)

Buscando compreender o comportamento do método das bielas, quanto a influência das diversas disposições de armaduras na capacidade dos modelos e ao modo de ruína dos blocos, Blévot e Frémy (1967) realizaram ensaios em blocos sobre duas, três e quatro estacas, submetidos à ação de força centrada.

Nos blocos sobre duas estacas, foram adotados dois arranjos para armadura principal, como exemplificado na Figura 24, contudo, em ambos os modelos, a ruína ocorreu pelo esmagamento da biela junto ao pilar ou junto à estaca ou simultaneamente junto ao pilar e à estaca, após o surgimento de várias fissuras.

Figura 24 – Blocos sobre duas estacas: (a) modelo com barra lisa e com gancho; (b) modelo com barra com saliência e sem ganchos



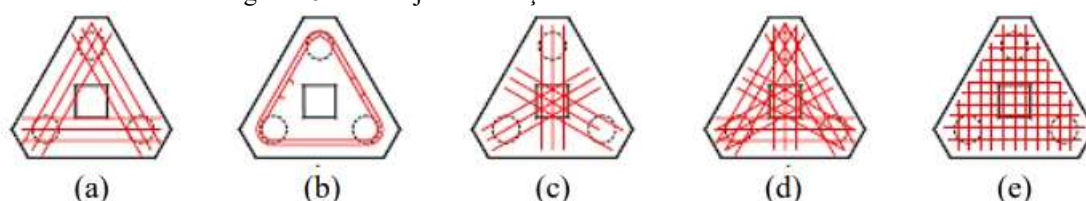
Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967).

Para os modelos sobre três estacas, foram analisados cinco modelos de armadura, conforme ilustrado na Figura 25, os autores constataram que os modelos com armadura paralela aos lados dos blocos (a), (b), (c) e (d) apresentaram eficiência e que (a) apresentou maior capacidade

portante, já o bloco com armadura em malha (c) apresentou uma força última 50% menor do que a prevista no dimensionamento.

Na maioria dos modelos a ruína ocorreu tensões de tração no concreto ou fendilhamento.

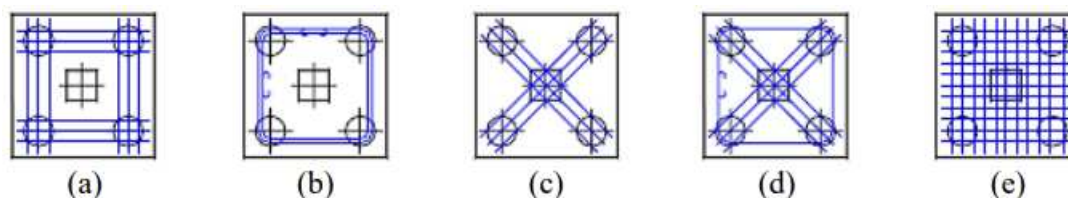
Figura 25 – Arranjo de armadura dos blocos sobre três estacas



Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967).

Para os modelos de blocos sobre quatro estacas, foram ensaiados blocos utilizando cinco diferentes tipos de arranjos de armadura, como descrito na Figura 26. Os modelos (a), (b), (c) e (d) apresentaram eficiência semelhante, contudo, no modelo (e) com a armadura em malha, rompeu com cerca de 80% da força última dos blocos armados segundo os lados. A ruína também se deu na região das estacas em virtude do surgimento de fissuras saindo das mesmas.

Figura 26 – Arranjo de armadura dos blocos sobre quatro estacas



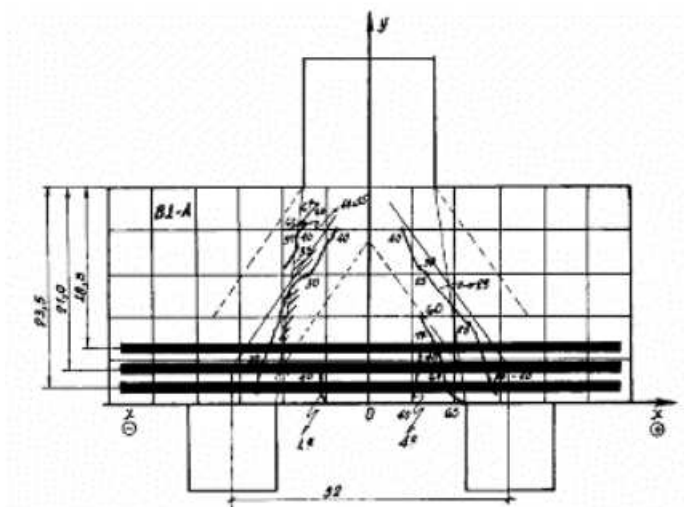
Fonte: Adaptado de Blévot e Frémy (1967).

Dessa forma, todos os modos de ruína se deram com ações inferiores aos indicados pelo Método das Bielas e ocorreram após o escoamento da armadura principal, não havendo ruína por punção, o que demonstrou que os resultados dos modelos ensaiados foram coerentes com os teóricos dimensionados com o Método das Bielas.

3.5.2 MAUTONI (1972)

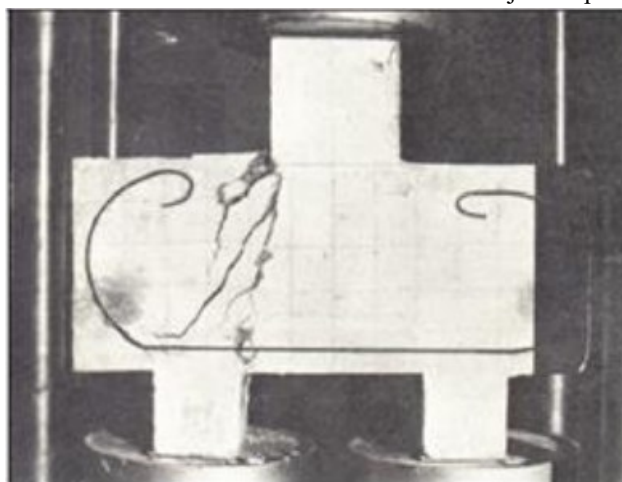
A fim de determinar o mecanismo de ruína, Mautoni (1972, apud MIGUEL, 2000) apud ensaiou 20 blocos sobre duas estacas armados apenas com a armadura longitudinal, sendo definida em dois modelos, ancoragem em “bigode” e ancoragem “lançada contínua”.

Figura 27 – Bloco com arranjo de barras em laços contornando as estacas



Fonte: Mautoni (1972).

Figura 28 – Foto do ensaio mostrando detalhe do arranjo do tipo "bigode"



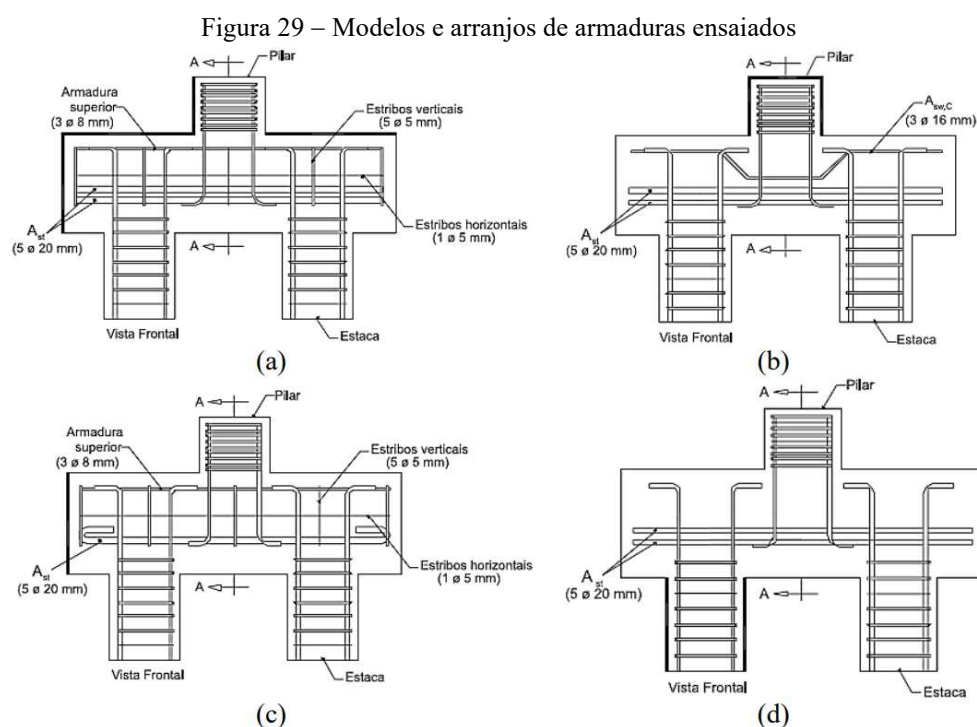
Fonte: Mautoni (1972).

Constatou-se que, com uma força de aproximadamente 30% da força de ruína, surgiu a primeira fissura na região inferior do bloco e no centro do vão, junto à armadura de tração. Com força aproximada em 70% da força de ruína, não foram formadas novas fissuras, apenas as existentes aumentaram em sua abertura. Grande parte das fissuras formaram-se paralelas às bielas de compressão.

Assim sendo, Mautoni (1972) inferiu que a ruína dos blocos ocorreu por cisalhamento no plano comprimido, contudo, esse padrão de ruína apresenta desvantagens por se tratar de uma ruína frágil, sendo o ideal, acontecer primeiramente o escoamento das barras da armadura do tirante, gerando assim, uma ruptura dúctil (apud MIGUEL, 2000).

3.5.3 DELALIBERA (2006)

Delalibera (2006) analisou experimentalmente quatorze blocos sobre duas estacas, variando o arranjo das armaduras, o ângulo de inclinação das bielas de compressão, as seções transversais dos pilares e a posição de aplicação da força de compressão, a fim de analisar a formação das bielas de compressão e a contribuição dos ganchos da armadura principal.



Fonte: Delalibera (2006).

Nos ensaios experimentais, todos os modelos apresentaram comportamento semelhante, a primeira fissura surgiu na face inferior do bloco junto à estaca e propagou-se até a face superior do bloco junto ao pilar, demais fissuras surgiram ao longo do carregamento com inclinação similar à primeira fissura.

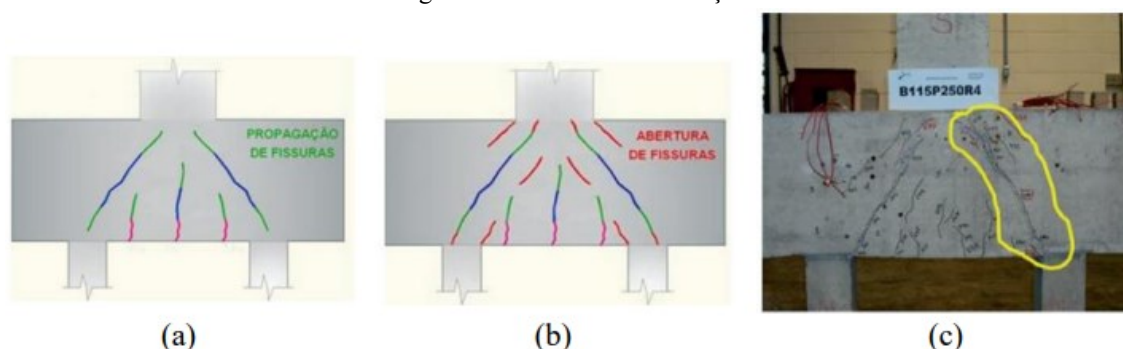
Nos modelos que não possuíam armaduras complementares, as forças resistidas foram menores, em função da diminuição da resistência das bielas comprimidas. Em todos os modelos, formou-se um plano de ruptura ao longo das bielas comprimidas, onde ocorreu o esmagamento do concreto, caracterizando o modo de ruína por cisalhamento.

3.5.4 MUNHOZ E GIONGO (2017)

Munhoz e Giongo (2017) buscaram analisar a influência da seção transversal do pilar e das suas taxas de armaduras longitudinais nas deformações das barras da armadura principal de tração dos blocos. Foram ensaiados doze blocos sobre duas estacas à ação centrada, onde os pilares possuíam quatro diferentes seções e três taxas de armadura.

Os autores verificaram que no decorrer dos ensaios, todos os modelos apresentaram um padrão de fissuração, iniciando na parte inferior do bloco e, conforme o aumento de força, surgindo fissuras inclinadas na face lateral do bloco na direção do pilar para a estaca., como exemplificado na Figura 30.

Figura 30 – Padrão de fissuração



Fonte: Munhoz e Giongo (2017).

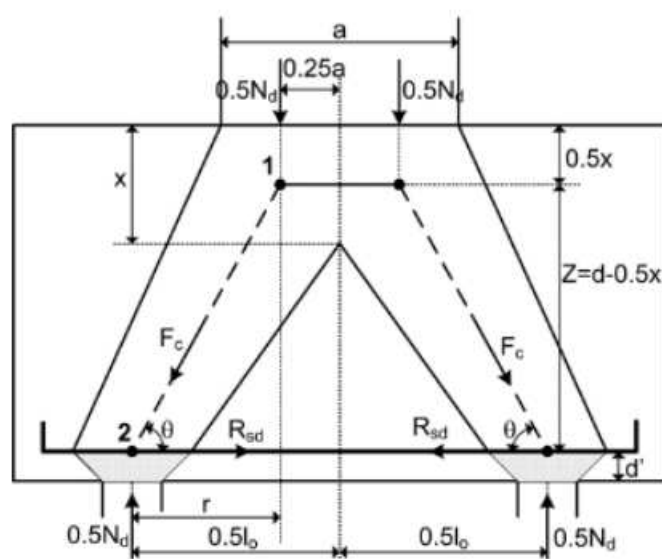
Além disso, concluíram que as forças última experimentais nas barras da armadura principal dos blocos ocorreram nas regiões centrais, e, nas seções transversais coincidentes com os planos que contém os eixos das estacas apresentaram forças menores, o que pode ser correlacionado a influência dos campos de tensão de compressão na distribuição de tensões de tração nessas regiões, ademais, nos modelos com pilares retangulares alongados essa redução foi menor, demonstrando que a seção transversal dos pilares influencia nas solicitações do tirante.

3.5.5 ARAÚJO (2017)

Araújo (2017) propôs um modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas baseando-se no modelo tradicional de Blévyot e Frémy (1967), com duas considerações distintas. A primeira delas é referente ao cálculo das tensões nas estacas, onde é utilizado uma área amplificada que leva em consideração a propagação das tensões de contato para o centro

de gravidade das armaduras. Isso ocorre devido a distância entre o eixo das armaduras e o fundo do bloco não ser nula, dessa forma, tem-se uma dispersão de tensões de contato até o nível das armaduras, com a consequente redução da tensão junto à estaca, conforme Figura 31.

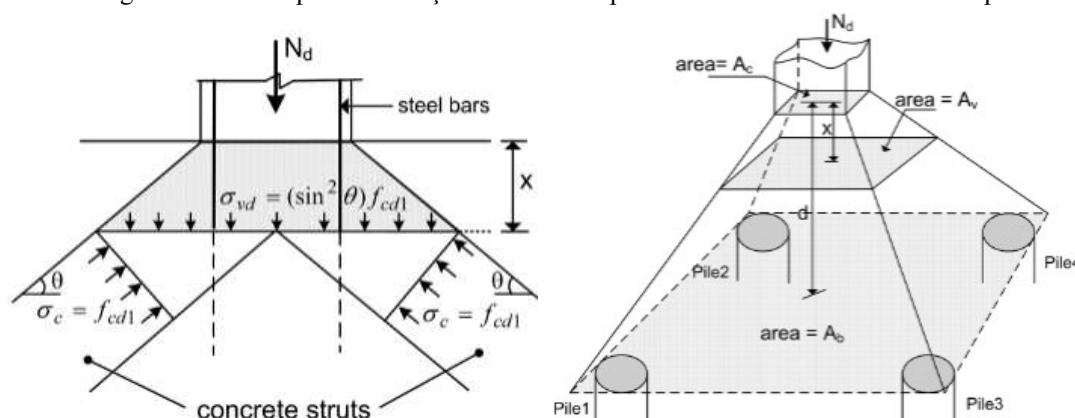
Figura 31 – Modelo de bielas e tirantes para bloco de duas estacas proposto



Fonte: Araújo (2017).

A segunda consideração é referente à determinação da tensão de compressão na base do pilar, em que o autor considera o confinamento gerado pela grande espessura de concreto em uma região com uma certa profundidade localizada sob o pilar. Este concreto está submetido a um estado de compressão tri axial, no caso de blocos com mais de duas estacas, ou a um estado de compressão biaxial, em bloco com duas estacas, sem risco de esmagamento do concreto. Dessa forma, como as armaduras do pilar são ancoradas no interior do bloco, as cargas são transferidas progressivamente por aderência e somente uma parcela dessa carga é imediatamente transferida ao concreto do bloco. A ruptura devido a estas tensões só ocorre se a resistência do concreto do bloco for muito inferior ao do pilar.

Figura 32 – Plano para verificação da biela comprimida com duas e três estacas respectivamente



Fonte: Araújo (2017).

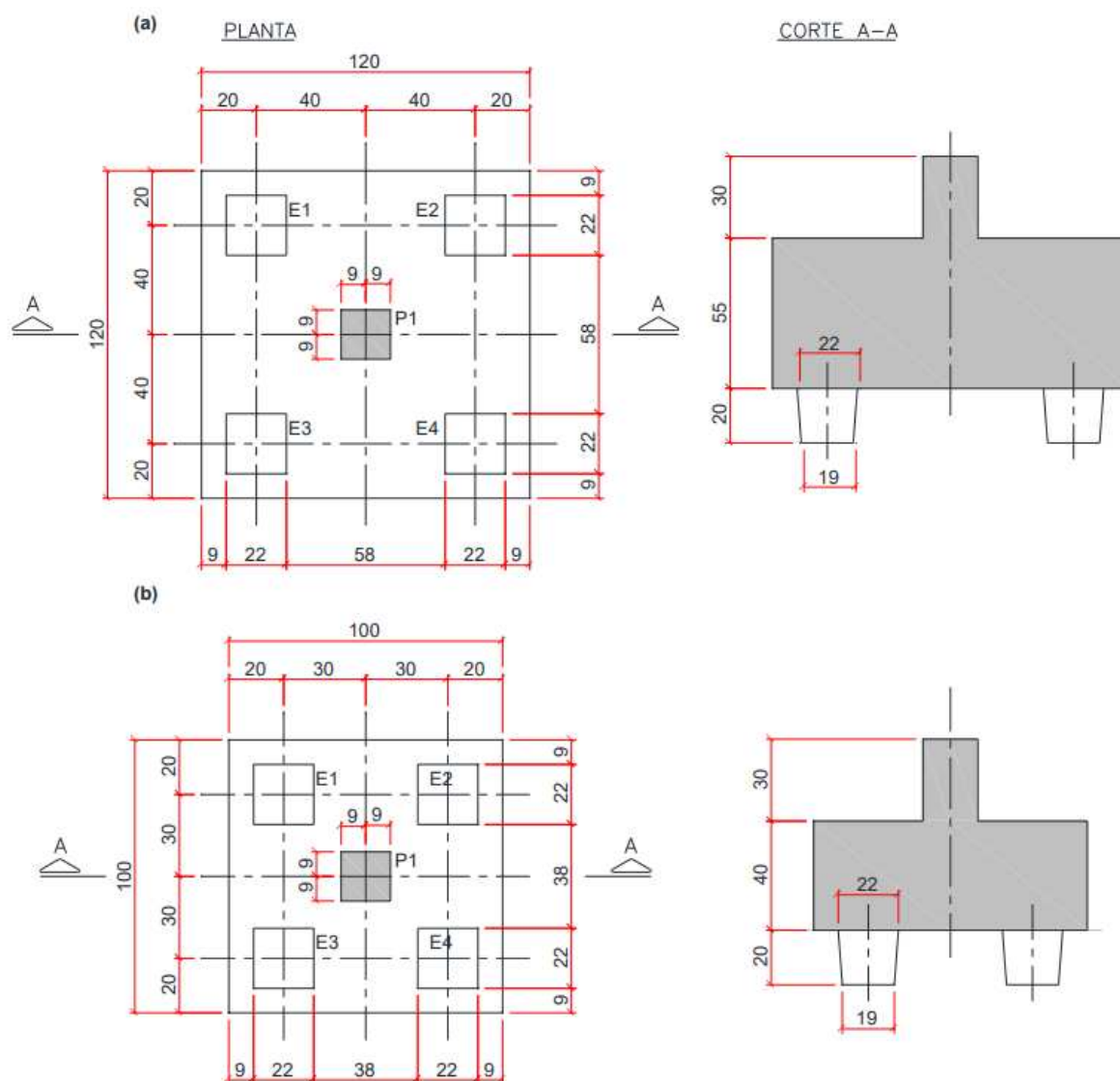
O modelo proposto por Araújo (2017) pode ser usado para calcular blocos de coroamento com várias estacas, dessa forma, basta calcular a reação de cada estaca e determinar o momento fletor máximo na seção de referência.

3.5.6 SANTOS (2022)

Santos (2022) propôs um novo modelo para dimensionamento de blocos sobre estaca, tendo como base o modelo de Blévyot e Frémy (1967) e os limites de resistência previstos na NBR 6118 (ABNT, 2014).

Foram ensaiados e analisados oito blocos, sendo quatro deles dimensionados a partir de Blévyot e Frémy (1967) e os outros quatro, em base no modelo proposto. Para uma taxa de armadura leve a moderada, os dois modelos apresentaram valores teóricos de força resistente parecidos, enquanto para taxas elevadas de armadura, o modelo proposto por Santos (2022) prevê força razoavelmente maior, dessa forma, foi utilizado duas taxas de armadura, uma com previsões muito parecidas e outra razoavelmente distintas. Além disso, optou por adotar dimensões diferentes nos blocos, Figura 33, para poder avaliar um possível efeito escala.

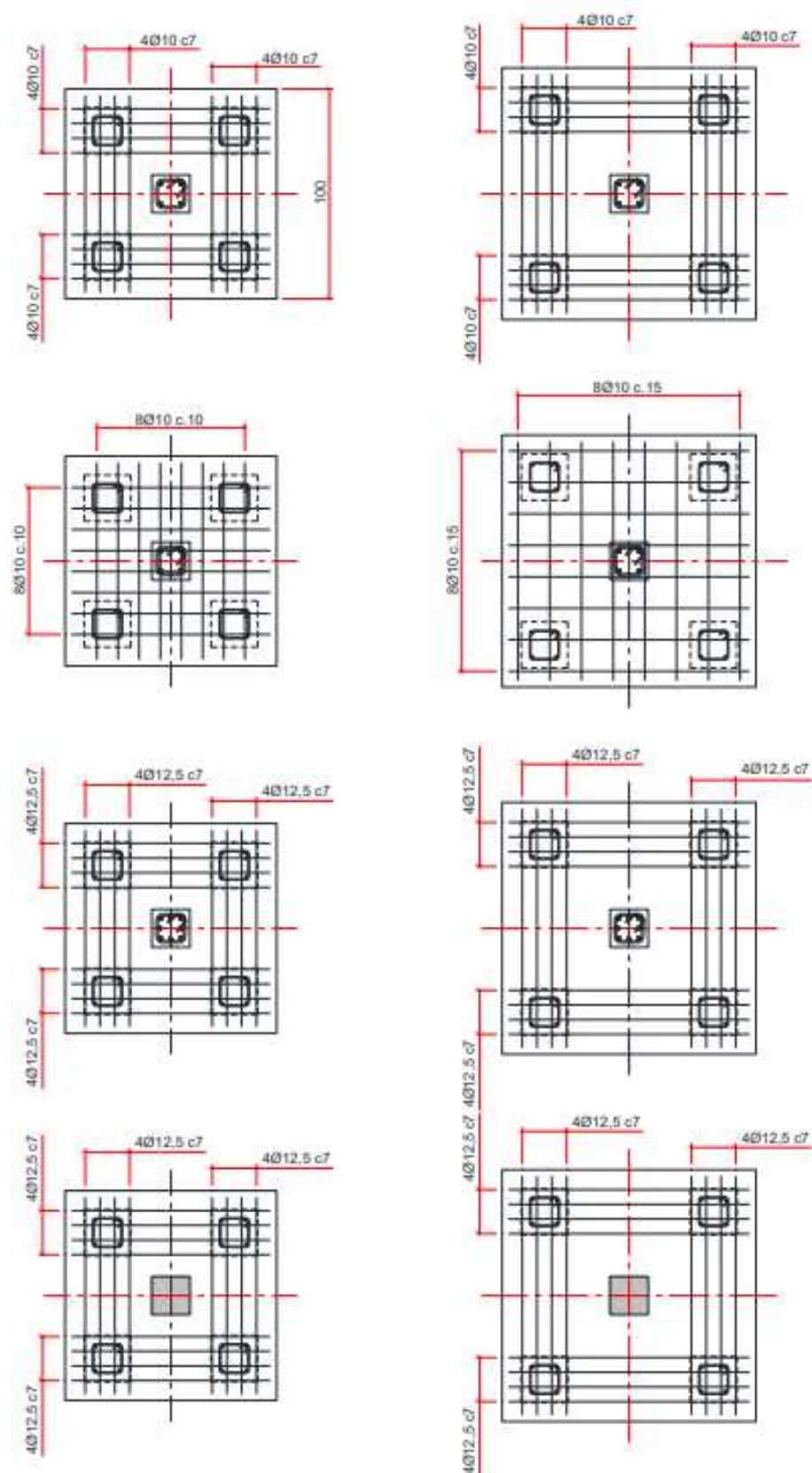
Figura 33 – Dimensões adotadas para os blocos



Fonte: Santos (2022).

Santos (2022), utilizou duas taxas de armadura, uma composta por barras de 10 mm (A1, tipo 1) e outra com barras de 12,5 mm (A2, tipo 2), além disso a armadura tipo 1, foi disposta de duas formas: armadura concentrada sobre as estacas e armadura uniformemente distribuída.

Figura 34 – Detalhamento da armadura principal dos oito blocos ensaiados



Fonte: Santos (2022).

Dessa forma, Santos (2022), concluiu que o modelo proposto tem excelente aderência em relação aos ensaios experimentais que romperam por flexão., e em relação aos ensaios que romperam por cisalhamento, os coeficientes de variação aumentaram, pois esse tipo de ruptura é dependente da resistência à tração do concreto, que é uma variável aleatória com coeficiente de variação naturalmente mais alto que a resistência à compressão do concreto ou a tensão de escoamento do aço.

CAPÍTULO 4

Programa Experimental

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como o objetivo principal deste estudo é avaliar a influência da utilização de fibras de aço em blocos sobre duas estacas, foi determinado que os concretos utilizados possuiriam a mesma resistência e o mesmo traço, variando nos teores de fibras, sendo 20 kg/m³ e 40 kg/m³ e na taxa de aço da armadura secundária.

Para cada teor de fibra combinado a um valor de área de aço da armadura secundária, foram moldados dois blocos, Tabela 6, classificados como blocos rígidos pela NBR 6118 (2014) e ensaiados de forma a simular o bloco em serviço.

Tabela 6 – Programa experimental

	Armação A ₁	Armação A ₂
Ref	2	2
V _f 20 kg/m ³	2	2
V _f 40 kg/m ³	2	2

Fonte: Autora (2023).

Além dos blocos foram moldados corpos de prova cilíndricos e prismáticos, a fim de realizar a caracterização do concreto no estado endurecido aos 28 dias e após 200 dias de idade, Tabela 7, totalizando 60 corpos de prova cilíndricos e 12 prismáticos.

Tabela 7 – Corpos de prova para caracterização

Ensaio	Norma	Ref	Corpos de prova por ensaio	
			V _f 20 kg/m ³	V _f 40 kg/m ³
Resistência à compressão	NBR 5739:2018	6	6	6
Resistência à tração diametral	NBR 7222:2011	6	6	6
Módulo de elasticidade	NBR 7222:2011	8	8	8
Tenacidade	EN 146451:2007	-	6	6

Fonte: Autora (2023).

Devido ao alto volume de concreto e corpos de prova, a moldagem foi dividida em três dias, e para o ensaio dos blocos foi determinado com idade superior a 90 dias, pois após esse período o ganho de resistência do concreto é pequeno, assim minimizando qualquer interferência nos resultados devido a idade.

Para o desenvolvimento do programa experimental, foram determinadas quatro etapas, sendo elas:

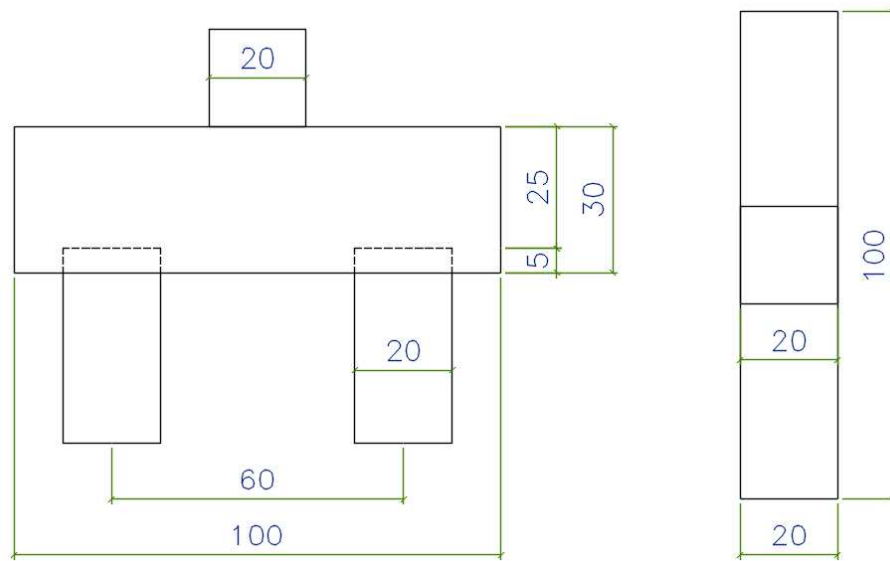
- 1ª etapa: seleção e caracterização dos materiais a serem utilizados;
- 2ª etapa: dosagem do concreto pelo método da ABCP;
- 3ª etapa: produção do concreto e moldagem dos blocos e corpos de prova;
- 4ª etapa: caracterização dos corpos de prova aos 28 e 200 dias de idade;
- 5ª etapa: ensaio dos blocos.

4.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

A fim de fazer o dimensionamento do bloco, definiu-se primeiramente as dimensões do pilar e da estaca, ambos ficaram com seção de 20 cm, sendo o pilar quadrado e a estaca circular, por se tratar da geometria mais usual para estacas. Além disso, foi adotado o modelo de bloco que fazia à estaca (estaca e bloco com a mesma largura), o que pode ser utilizado apenas em blocos sobre duas estacas.

O dimensionamento do bloco foi realizado em conformidade com a ABNT NBR 6118 (2014) e baseado na teoria de bielas e tirantes, na Figura 35 está o modelo esquemático do bloco.

Figura 35 – Dimensões do bloco sobre duas estacas



Fonte: Autora (2023).

Conhecendo o diâmetro das estacas, temos que a distância entre os eixos delas é de três vezes o diâmetro ($3d$), dessa forma temos o espaçamento entre os eixos da estaca, de 60 cm.

$$E = 3 \times d = 3 \times 20 = 60 \text{ cm} \quad (39)$$

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) conforme visto no item 2.1, para que o bloco seja considerado rígido, temos:

$$h \geq \frac{A - a}{3} = \frac{100 - 20}{3} = 26,67 \text{ cm} \quad (40)$$

Dessa forma, a altura adotada para o bloco foi de 30 cm, estando de acordo com o previsto na norma. Para determinar o ângulo da biela de compressão temos:

$$\theta = \arctg\left(\frac{D}{E/2 - a_p/4}\right) = \arctg\left(\frac{25}{60/2 - 20/4}\right) = 45^\circ \quad (41)$$

Dessa forma, o ângulo da biela está dentro da variação prevista. A força aplicada (P_d) foi determinada em concordância com o equipamento disponível no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Nas equações 42, 43 e 44, temos o cálculo da força de tração no tirante (R_{sd}), da tensão da biela comprimida no pilar ($\sigma_{cd,b,p}$) e da tensão da biela comprimida na estaca ($\sigma_{cd,b,e}$).

$$R_{sd} = \frac{P_d}{8} \cdot \frac{(2e - a_p)}{D} = \frac{500}{8} \cdot \frac{(2 \cdot 60 - 20)}{25} = 250 \text{ KN} \quad (42)$$

$$\sigma_{cd,b,p} = \frac{P_d}{A_p \cdot \sin^2 \theta} = \frac{500}{400 \cdot \sin^2 45^\circ} = 2,5 \text{ KN} = 25 \text{ MPa} \quad (43)$$

$$\sigma_{cd,b,e} = \frac{P_d}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta} = \frac{500}{2 \cdot 314 \cdot \sin^2 45^\circ} = 22,28 \text{ MPa} \quad (44)$$

Onde:

R_{sd} : força de tração de cálculo no tirante;

P_d : força aplicada;

e : espaçamento entre o eixo das estacas;

a_p : largura do pilar

D : altura livre do bloco (descontar o valor de arrasamento da estaca);

A_p : área da biela no pilar;

A_e : área da biela na estaca;

θ : ângulo da biela de compressão;

$\sigma_{cd,b,p}$: tensão da biela comprimida no pilar;

$\sigma_{cd,b,e}$: tensão da biela comprimida na estaca;

A área de aço da armadura principal é determinada através da relação da força de tração no tirante (R_{sd}) e da resistência de cálculo do aço (f_{yd}):

$$A_s = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = \frac{250}{43,5} = 5,75 \text{ cm}^2 \quad (45)$$

Onde:

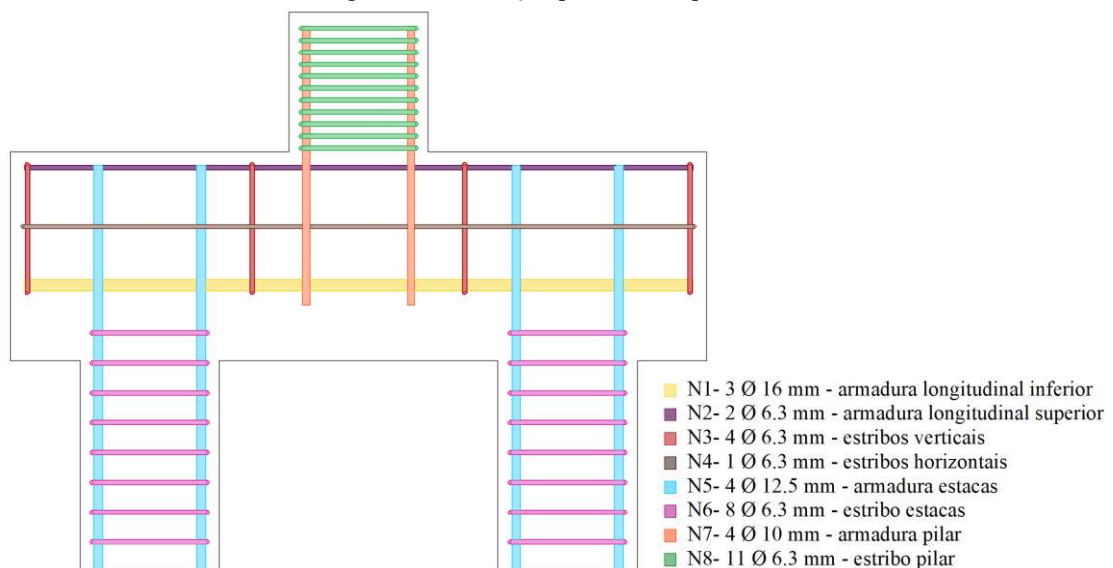
A_s : área de aço;

R_{sd} : força de tração de cálculo no tirante;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

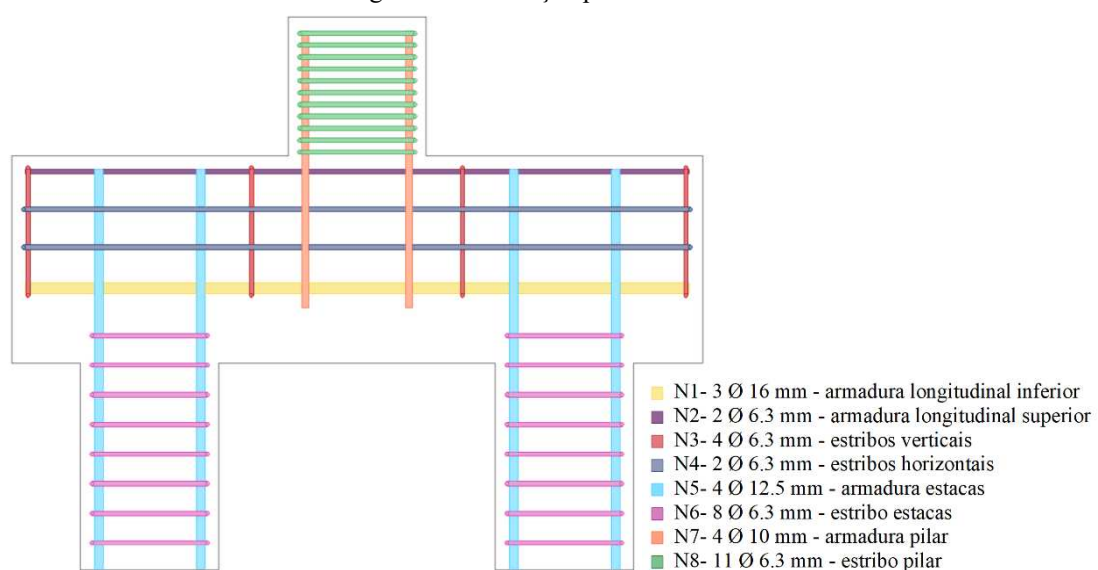
A fim de analisar o efeito da adição de fibras no concreto, adotou uma variação na quantidade e diâmetros das barras dos estribos, tendo assim dois modelos de armadura, descritos nas Figuras 36 e 37.

Figura 36 – Armação para bloco tipo AR1



Fonte: Autora (2023).

Figura 37 – Armação para bloco AR2



Fonte: Autora (2023).

4.3 MATERIAIS

Para a moldagem dos corpos de prova e blocos, foram utilizados materiais e equipamentos disponibilizados pelo laboratório de estruturas da Universidade Federal de Uberlândia.

4.3.1 CIMENTO

Segundo os requisitos da ABNT NBR 15530 (2019), na produção de concretos com fibra de aço deve ser utilizado o Cimento Portland CP V ARI, contudo, esclarece que outro tipo de cimento pode ser utilizado quando solicitado especificamente pelo projetista.

Pensando na usualidade e na disponibilidade do material, foi adotado o uso do Cimento Portland CP II 32 E.

4.3.2 AGREGADO MIÚDO

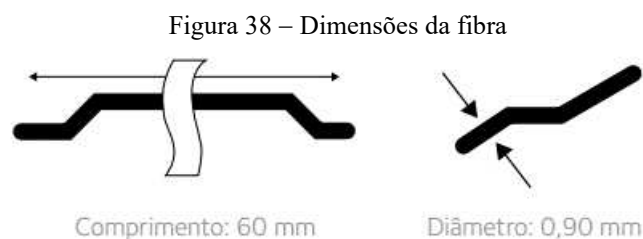
O agregado miúdo utilizado foi a areia de rio, do tipo média e fina, proveniente do município de Uberlândia, MG. Para a sua utilização no concreto, a areia foi seca por um período de 48h em temperatura ambiente.

4.3.3 AGREGADO GRAÚDO

Foi utilizado agregado graúdo de rocha basáltica de dois tipos, brita 0 e brita 1, com dimensões máximas ($D_{máx}$) de 12,5 mm e 19 mm, respectivamente.

4.3.4 FIBRAS DE AÇO

De acordo com o catálogo do fabricante, as fibras de aço utilizadas foram a DRAMIX® 3D 65/60 BG, produzidas a partir de fios de aço trefilados, apresentando ancoragem nas extremidades, seção transversal circular de 0,90 mm e comprimento de 60 mm, como mostrado na Figura 38, sendo distribuídas em pentes, coladas entre si, Figura 39.



Fonte: Catálogo Dramix® (2018).

Figura 39 – Pente de fibras



Fonte: Autora (2023).

A ABNT NBR 15530 (2019), apresenta no seu item 5, a classificação para as fibras, levando em consideração o tipo de material utilizado na sua fabricação, como também de acordo com seu formato, desse modo, a fibra utilizada é do Grupo 1 (arames trefilados a frio), Tipo A (com ancoragem nas extremidades).

4.3.5 ADITIVO

O aditivo utilizado para obter a trabalhabilidade ideal, foi o Mira® Flow 973, que consiste em um aditivo plastificante polifuncional com aspecto líquido e cor alaranjada, Figura 40, com massa específica de 1,030 – 1,070 g/cm³, e dosagem recomendada de 0,3 a 1,2% conforme o fabricante.

Figura 40 – Aditivo Mira® Flow



Fonte: Autora (2023).

4.4 DOSAGEM, PRODUÇÃO E MOLDAGEM DO CONCRETO

4.4.1 DOSAGEM

Para essa pesquisa optou-se por utilizar a resistência mínima exigida para concreto com fins estruturais pela ABNT NBR 6118 (2014), sendo o valor referência para a resistência à compressão (f_{cm}) aos 28 dias de 20 MPa, por se tratar de um estudo onde os exemplares devem ser rompidos, chegando a sua resistência máxima.

Em relação ao traço base e o valor de fibra a ser utilizado, levou-se em consideração estudos anteriores, como Vitor (2017) e Silva (2018) que adotaram volumes de fibras de 30 kg/m³, 40 kg/m³ e 50 kg/m³. Contudo o V_f a ser estudado ficou estabelecido em duas variáveis, 20 kg/m³ e 40 kg/m³.

Para a adequação do traço base, foi adotado o método de dosagem da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), em que correlaciona as características dos materiais a serem utilizados, como a massa específica, granulometria dos agregados e o tipo de cimento, com a resistência e consistência no estado fresco, requerida. Na Tabela 8, temos a composição dos três traços a serem analisados.

Tabela 8 – Composição dos traços

Materiais	Matriz	$V_f 20$	$V_f 40$
Cimento (kg/m ³)	363,64	363,64	363,64
Areia fina (kg/m ³)	231,02	231,02	231,02
Areia média (kg/m ³)	539,06	539,06	539,06
Brita 0 (kg/m ³)	307,97	307,97	307,97
Brita 1 (kg/m ³)	718,61	718,61	718,61
Água (l/m ³)	200,00	200,00	200,00
Aditivo (l/m ³)	1,09	1,09	1,09
Traço	1:2,11:2,82:0,55	1:2,11:2,82:0,55	1:2,11:2,82:0,55
Teor de fibra (kg/m ³)	-	20	40
Teor de fibra em volume %	-	0,25	0,50

Fonte: Autora (2023).

4.4.2 PRODUÇÃO E MOLDAGEM DO CONCRETO

A concretagem dos blocos e corpos de prova foi realizada durante três dias, sendo os quatro blocos e seus respectivos corpos de prova, referente a cada traço, concretados em um único dia. Foi utilizado a betoneira com capacidade de mistura de 180 litros, contudo foi adotado ± 100 litros para cada betonada, totalizando quatro betonadas para cada traço.

Após definição do traço, separação e pesagem dos materiais, a produção do concreto foi realizada seguindo o seguinte protocolo:

- inicialmente houve a imprimação da betoneira, a fim de que a perda de água e de finos fossem mitigadas;
- após o descarte do material oriundo da imprimação, foram adicionados na betoneira o agregado graúdo, o cimento e metade da água, permanecendo em mistura durante um minuto;
- logo após foram adicionados a areia e o restante da água contendo o aditivo, sendo misturados por mais um minuto;
- nos traços que continham fibra, elas foram adicionadas lentamente, para evitar os chamados “ouriços”, permanecendo em mistura por cinco minutos.

Para os ensaios com corpos de prova cilíndricos, foram utilizadas fôrmas metálicas com altura e diâmetro de 20 mm e 10 mm, respectivamente. E para o ensaio referente a EN 14651 (2007), as formas metálicas são as prismáticas, com largura, altura e comprimento de 15 mm, 15 mm e 50 mm, respectivamente. Todas as formas foram previamente untadas com óleo mineral.

A concretagem dos blocos foi dividida em etapas, primeiramente foram preenchidas as estacas, sendo vibradas uma por vez. Logo após foi preenchido o bloco, sendo adensado em cada um dos seus terços, e por último, foi preenchido e adensado o pilar. Foi adotado tal modo de preenchimento, a fim de evitar que ficassem regiões sem preenchimento, gerando nichos no bloco. Após o preenchimento e adensamento, foram inseridas alças metálicas de ambos os lados do bloco, e a superfície do topo dos blocos foi alisada com colher de pedreiro, como visto na Figura 41.

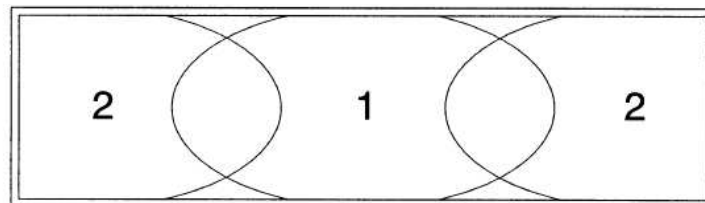
Figura 41 – Concretagem dos blocos



Fonte: Autora (2023).

As formas cilíndricas e prismáticas foram adensadas com a ajuda de um vibrador mecânico. O preenchimento dos corpos de prova prismáticos foi iniciado pelo terço médio (incremento 1) e logo após pelos outros terços (incremento 2). A normativa EN 14651 (2007), estipula que o incremento 1 deve ser o dobro do incremento 2, como na Figura 42.

Figura 42 – Procedimento de moldagem dos corpos de prova prismático



Fonte: EN 14651 (2007).

Os corpos de prova cilíndricos e prismáticos foram preenchidos em camada única, tendo o vibrador de imersão inserido ao longo do eixo da forma. Após finalizado o preenchimento de cada forma, a superfície do topo dos corpos de prova foi alisada com colher de pedreiro, como na Figura 43.

Figura 43 – Produção dos corpos de prova prismático



Fonte: Autora (2023).

Após a conclusão da concretagem, os corpos de prova foram identificados e armazenados em câmara úmida. Os corpos de prova cilíndricos permaneceram por 24 horas e os prismáticos por 48 horas, seguindo a ABNT NBR 5738 (2016). Após esse período os corpos de prova foram desenformados e levados para cura submersa, permanecendo em um tanque com água e cal até a realização dos ensaios.

A cura do concreto foi feita através do molhamento dos blocos, três vezes ao dia, durante sete dias. Com 28 dias de idade os blocos foram desenformados e armazenados em local coberto, Figura 44, até a data prevista de ensaio.

Figura 44 – Bloco sobre duas estacas



Fonte: Autora (2023).

4.5 MÉTODOS

4.5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CRFA NO ESTADO FRESCO

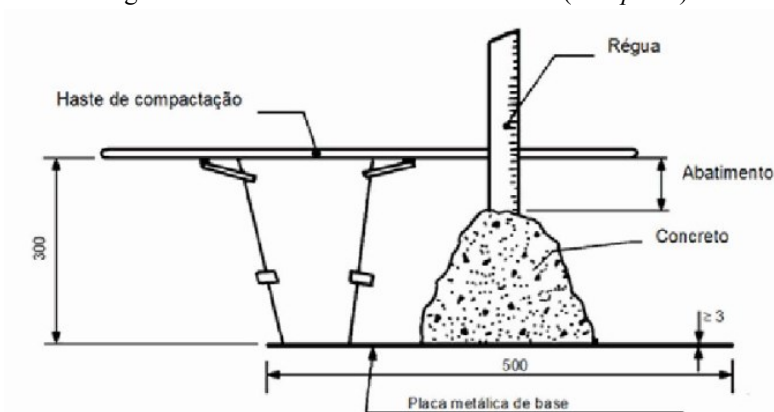
4.5.1.1 Ensaio de consistência pelo abatimento do tronco de cone

De acordo com a ABNT NBR 16889 (2020), para determinação da consistência do concreto, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump test*).

Esse ensaio consiste na inserção de três camadas da mistura de concreto em um recipiente próprio, com medidas específicas e em formato de tronco de cone, adensado a cada camada com 25 golpes por meio de uma haste metálica.

Após preenchimento de todo o cone, a sua superfície deve ser nivelada e posteriormente o cone deve ser retirado em um movimento constante e para cima. Logo após, com o auxílio de uma régua e da haste metálica deve ser medido o abatimento do concreto, como mostrado na Figura 43, determinando a diferença entre a altura do molde e a altura média da mistura de concreto desmoldado.

Figura 45 – Abatimento do tronco de cone (*slump test*)



Fonte: NBR 16889 (ABNT, 2020).

4.5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO

4.5.2.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado através do ensaio normatizado pela ABNT NBR 8522 (2021). Em concordância com a norma, para a realização desse ensaio, o corpo de prova

devidamente instrumentado deve ser centralizado nos pratos da máquina, onde deve permanecer centrado geometricamente, com o seu eixo coincidindo com o eixo de aplicação de carga. Os carregamentos devem corresponder a 30% da tensão de ruptura, obtida no ensaio de resistência à compressão, em seguida, descarregar o corpo de prova até uma força próxima de zero, onde o prato superior continue em contato com o corpo de prova. Os carregamentos e descarregamentos devem ser realizados com velocidades de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s.

Figura 46 – Ensaio – Módulo de elasticidade



Fonte: Autora (2023).

Após realização dos ensaios, o módulo de elasticidade ($E_{ci,i}$) é dado pela Equação 46:

$$E_{ci,i} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (46)$$

Onde,

σ_b : tensão maior, considerada como 30% da resistência à compressão (MPa);

0,5: valor da tensão básica (MPa);

ε_b : deformação específica do concreto;

ε_a : deformação específica do concreto sob a tensão básica.

4.5.2.2 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi desenvolvido de acordo com a ABNT NBR 5739 (2018). Na qual especifica que para o desenvolvimento do ensaio, é necessário à determinação média do diâmetro e altura de cada corpo de prova com exatidão de $\pm 0,1$ mm, dessa forma, o corpo de prova é centralizado nos pratos da máquina, conforme Figura 47, onde o carregamento deve ser aplicado continuamente e sem choques, com velocidade de carregamento de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s.

Figura 47 – Ensaio de compressão



Fonte: Autora (2023).

Para o ensaio, foram moldados seis corpos de prova para cada traço, sendo três corpos de prova ensaiados aos 28 dias e os outros três, aos 90 dias de idade.

Após finalização dos ensaios, a resistência à compressão foi calculada para cada corpo de prova de acordo com a Equação 47.

$$f_c = \frac{4F}{\pi * D^2} \quad (47)$$

Onde,

f_c : resistência à compressão (MPa);

F : força máxima alcançada (N);

D : diâmetro do corpo de prova (mm).

4.5.2.3 Resistência à tração

Para a determinação da resistência à tração, foi adotado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral da ABNT NBR 7222 (2011). Para realização deste ensaio o corpo de prova deve ser colocado na máquina de forma que o plano axial coincida com o eixo de aplicação de carga. Entre os pratos da máquina e o corpo de prova, devem ser utilizadas duas tiras de chapa dura de madeira ou aglomerado, devendo ser utilizadas uma única vez. Os pratos da máquina devem ser ajustados até que seja obtida uma compressão capaz de manter em posição o corpo de prova. Para execução do ensaio, a carga deve ser aplicada continuamente e sem choques, com crescimento constante da tensão, a uma velocidade de $0,05 \pm 0,02$ MPa/s até a ruptura do corpo de prova.

Figura 48 – Ensaio de tração



Fonte: Autora (2023).

Após realização dos ensaios, a resistência a tração é determinada através da Equação 48:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi dl} \quad (48)$$

Onde,

$f_{ct,sp}$: resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F : força máxima obtida no ensaio (N);

d : diâmetro do corpo de prova (mm);

l : comprimento do corpo de prova (mm);

4.5.2.4 Resistência à tração à flexão residual

O ensaio de tenacidade foi desenvolvido em conformidade com a EN 14651 (2007). De acordo com a norma, os corpos de prova devem ser retirados do tanque três dias antes do ensaio para que seja feito um entalhe, onde as amostras devem ser giradas mais de 90° em torno de sua longitudinal e depois serrada ao longo da largura do corpo de prova no meio do vão, este entalhe deve possuir 20 mm de profundidade e no máximo 5 mm de espessura. Após o corte, os corpos de prova devem voltar para o tanque e permanecerem nele, sendo retirados novamente 3h antes da realização do ensaio.

Os corpos de prova devem ser marcados nos locais em que ficaram em contato com os apoios, 25 mm contando da extremidade para o centro e no centro, como mostrado na Figura 49.

Figura 49 – Marcações do corpo de prova prismático

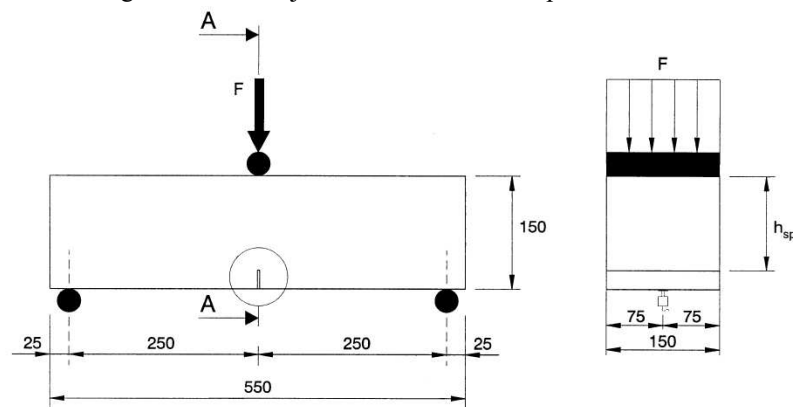


Fonte: Autora (2023).

Após a marcação na face do entalhe, é colado duas chapinhas metálicas, centralizadas transversalmente e distantes entre si 22 mm.

Para a realização desse ensaio, o corpo de prova deve ser colocado sobre os apoios da máquina, tendo o eixo dos apoios centralizados com as marcações do prisma, como na Figura 50.

Figura 50 – Arranjo ensaio de tenacidade pela EN 14651



Fonte: EN 14651 (2007).

A seguir a colocação correta do prisma na máquina, o ensaio deve ser desenvolvido em duas velocidades, sendo que a máquina deve ser operada de forma que o CMOD aumente a uma taxa constante de 0,05 mm/min. quando CMOD = 0,1 mm, a máquina deve ser operada de modo que o CMOD aumente a uma taxa constante de 0,2 mm/min.

Depois da realização dos ensaios, o limite de proporcionalidade é dado pela Equação 49:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2} \quad (49)$$

Onde,

$f_{ct,L}^f$: LOP (N/mm²);

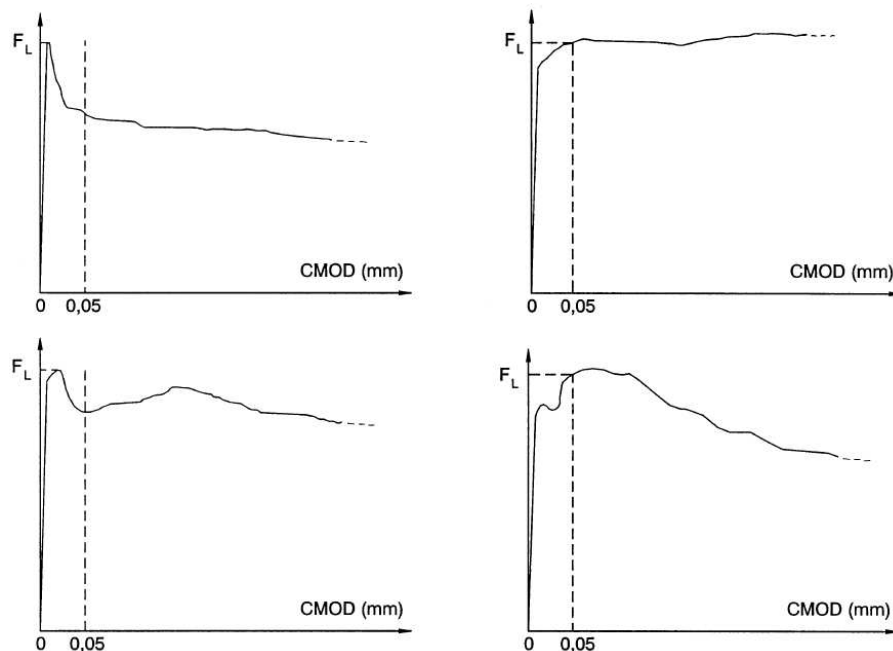
F_L : carga correspondente ao LOP (N), (é caracterizado como a maior carga incidente no corpo de prova até CMOD = 0,05 mm, Figura 40);

l : comprimento do vão (mm);

b : largura do corpo de prova (mm);

h_{sp} : distância entre a ponta do entalhe e o topo da amostra (mm).

Figura 51 – F_L = carga correspondente ao LOP



Fonte: EN 14651 (2007).

Já a resistência residual à fissuração ou tenacidade é dada pela Equação 50:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (50)$$

Onde,

$f_{R,j}$: resistência à tração à flexão residual correspondente a $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1,2,3,4$) (N/mm^2);

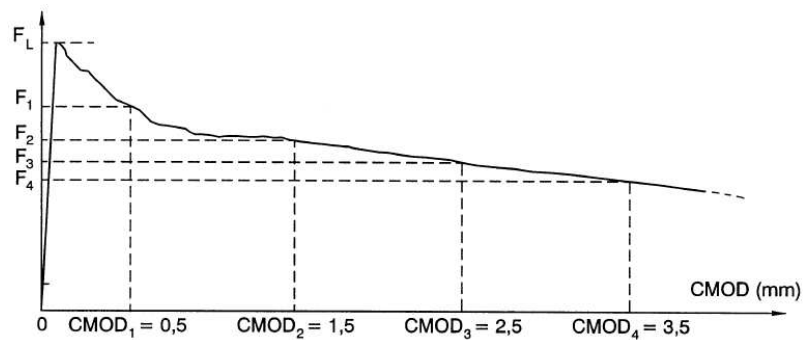
F_j : carga correspondente com $CMOD = CMOD_j$ ou $\delta = \delta_j$ ($j = 1,2,3,4$) (N);

l : comprimento do vão (mm);

b : largura do corpo de prova (mm);

h_{sp} : distância entre a ponta do entalhe e o topo da amostra (mm).

Figura 52 – F_j = carga correspondente com CMOD

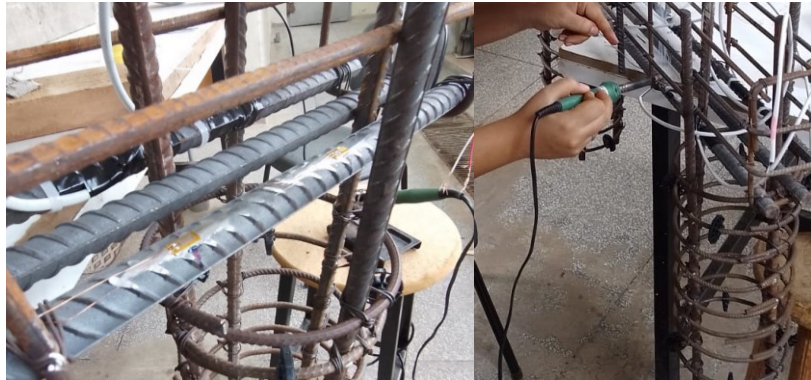


Fonte: EN 14651 (2007).

4.5.3 ENSAIO DE RUPTURA DOS BLOCOS SOBRE ESTACAS

Os blocos foram desenvolvidos em conformidade com o projeto elaborado, após a armação pronta, as armaduras longitudinais inferiores externas foram instrumentadas com cinco extensômetros de aço em cada uma delas. Para a colocação do extensômetro, é necessário lixar as barras no local, a fim de retirar as estrias da barra de aço sem comprometer a sua seção. Os extensômetros são colados com o auxílio de cola instantânea, logo após é colocado silicone na superfície e feita a vedação com fita isolante e fita isolante de auto fusão, exemplificado na Figura 53. Logo após os blocos foram concretados, após 15 dias foram desenformados e ficaram armazenados no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia até a idade de 200 dias.

Figura 53 – Procedimento – Colagem de extensômetros



Fonte: Autora (2023).

Para dar início aos ensaios, primeiramente foi necessário preparar os blocos. Logo após serem desenhados, alguns apresentaram imperfeições superficiais que foram sanadas com a utilização do graute, ficando com um aspecto mais uniforme.

Antes de realizar os ensaios foram colocados extensômetros de concreto, sendo dois ao longo da biela esperada, um na parte central inferior do bloco e três extensômetros no formato de uma “roseta de 45°”, como mostrado na Figura 54.

Figura 54 – Extensômetros de concreto



Fonte: Autora (2023).

Além dos extensômetros também foram posicionados LVDT (transdutor de deslocamento variável linear) nas faces laterais e inferiores do bloco, que são responsáveis por medir o

deslocamento. Desse modo, o LVDT permite a analisar o comportamento dos blocos quanto à rigidez.

O ensaio de ruptura do bloco, consiste na aplicação de força centrada no topo do pilar, através de um pistão hidráulico, Figura 55. Como estrutura de reação é utilizado um pórtico metálico e uma laje de reação, que no caso, é a do Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia.

Na Figura 55, a rótula posicionada acima da célula de carga está invertida, para o ensaio, a parte reta da rótula fica em contato com a célula de carga e para o início do ensaio, deve aplicar uma pequena carga, com a finalidade de travar todo o ensaio, para assim começar efetivamente.

Figura 55 – Estrutura do ensaio de ruptura do bloco



Fonte: Autora (2023).

Previamente ao início do ensaio, os extensômetros, os LVDT” e a célula de carga são conectadas a um aquisitor de dados, que através do software DAQ *catman*, possibilita a leitura e a obtenção dos dados do ensaio.

CAPÍTULO 5

Apresentação e análise dos resultados

5.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados para o desenvolvimento experimental foram caracterizados por meio de ensaios físicos, seguindo as normativas previstas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

5.1.1 CIMENTO

Foi utilizado o Cimento Portland CII 32, o qual tem suas características como, massa específica e índice de finura, são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Caracterização do cimento CII 32

Ensaio	Resultados	Norma adotada
Massa específica (kg/cm ³)	3,00	ABNT NBR 16605 (2017)
Índice de finura – peneira 75µm	0,85	ABNT NBR 11579 (2013)

Fonte: Autora (2023).

5.1.2 AGREGADO MIÚDO

Para agregado miúdo foi adotado a composição de duas areias, sendo elas, a areia fina e a areia média, ambas retiradas da região do triângulo mineiro. Para a caracterização, foram realizados os ensaios previstos na ABNT NBR 16916 (2021) e ABNT NBR NM 248 (2003), descritos na Tabela 10.

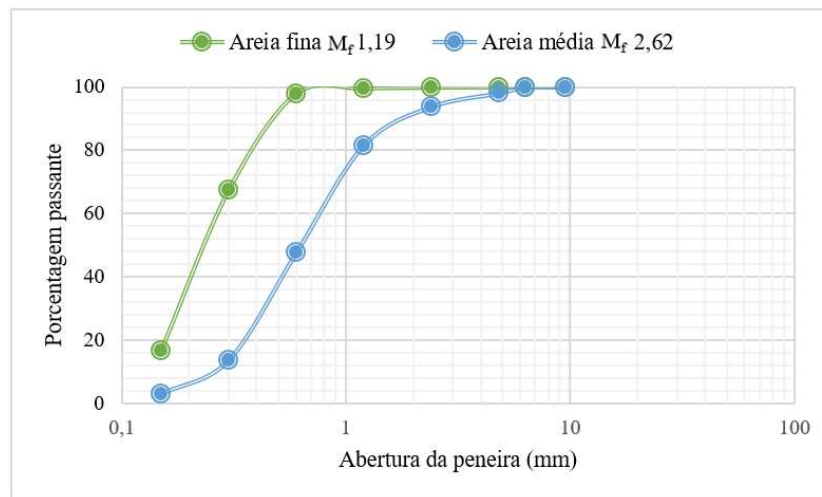
Tabela 10 – Caracterização do agregado miúdo

Ensaio	Areia fina	Areia média	Norma adotada
Massa específica (g/cm ³)	2,63	2,50	NBR 16916:2021
Dimensão máxima (mm)	0,6	2,36	NBR NM 248:2003
Módulo de finura	1,19	2,62	NBR NM 248:2003

Fonte: Autora (2023).

As curvas granulométricas dos agregados miúdos, areia fina (módulo de finura M_f de 1,19) e areia média (módulo de finura M_f de 2,62) estão representadas na Figura 56:

Figura 56 – Curvas granulométricas - agregados miúdos



Fonte: Autora (2023).

5.1.3 AGREGADO GRAÚDO

Foi utilizado dois tipos de pedra britada de rocha basáltica para composição do agregado graúdo, brita 0 e brita 1, consistindo nas dimensões máximas (D_{max}) de 12,5 mm e 19 mm, respectivamente.

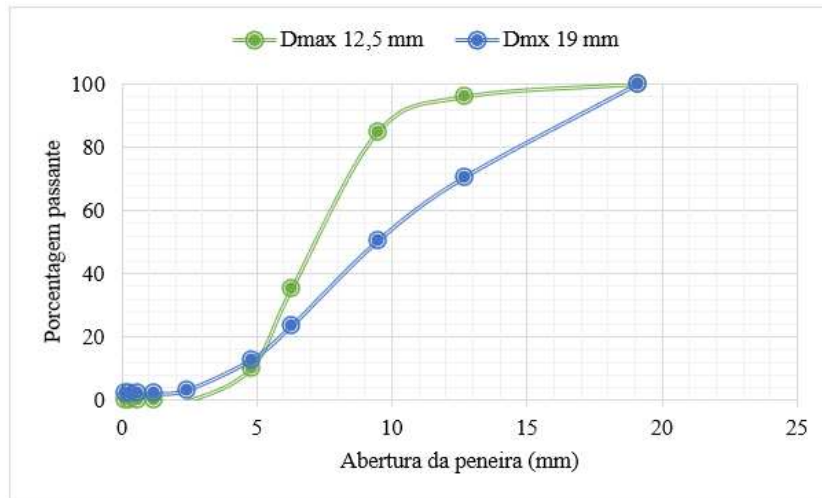
Para caracterização desse material, foi seguido os parâmetros descritos na ABNT NBR 16917 (2021) e ABNT NBR NM 248 (2003), tendo os resultados apresentados na Tabela 11. As curvas granulométricas dos agregados graúdos utilizados estão representadas na Figura 57:

Tabela 11 – Caracterização do agregado graúdo

Ensaio	Brita 0	Brita 1	Norma adotada
Massa específica (g/cm ³)	2,69	2,74	NBR 16917:2021
Dimensão máxima (mm)	12,50	19,00	NBR NM 248:2003
Módulo de finura	6,76	7,31	NBR NM 248:2003

Fonte: Autora (2023).

Figura 57 – Curvas granulométricas - agregados graúdos



Fonte: Autora (2023).

5.2 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

5.2.1 ENSAIO DE CONSISTÊNCIA PELO ABATIMENTO DO TRONCO DE CONE

Conforme mencionado anteriormente, a ACI 544.3R-08 (2008) recomenda que o valor de abatimento do concreto reforçado com fibras de aço, deve estar entre o intervalo de 25 mm e 175 mm. A fim de padronizar o abatimento e consequentemente melhorar a trabalhabilidade do concreto, tanto do concreto convencional quanto do com adição de fibra, foi fixado o valor do abatimento em ± 165 mm de abatimento.

Figura 58 – Abatimento do tronco cone (*slump test*)

Fonte: Autora (2023).

5.3 CARACTERIZAÇÃO: CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO

Para caracterizar o concreto dos blocos foram determinadas as propriedades de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e tenacidade.

5.3.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Na Tabela 12 são apresentados os resultados obtidos de resistência à compressão segundo a ABNT NBR 5739 (2018). Nessa tabela, a resistência à compressão média (f_{cm}) representa o valor médio das resistências obtidas de três corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, desvio padrão (S_d) e coeficiente de variação (COV). Todos os corpos de prova ficaram em cura submersa, sendo ensaiados nas idades de 28 dias e 200 dias.

Tabela 12 – Resistência à compressão média aos 28 dias e aos 200 dias

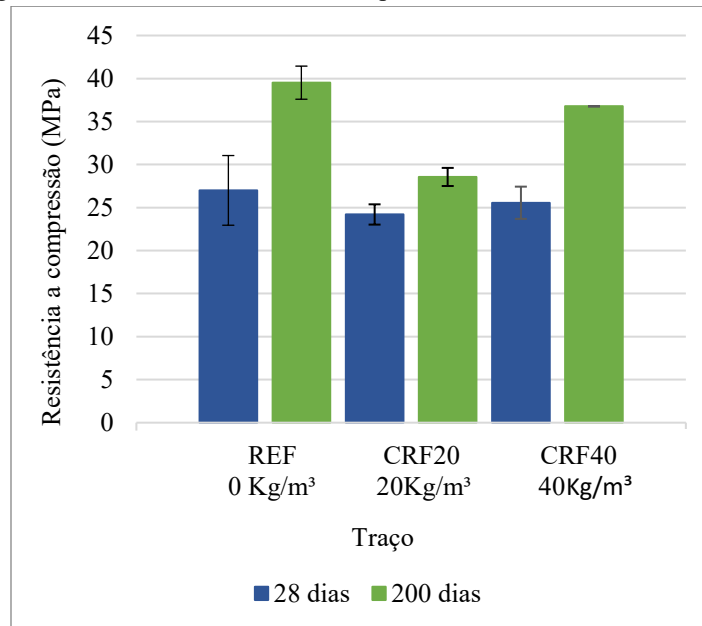
Traço	Resistência à compressão aos 28 dias				Resistência à compressão aos 200 dias			
	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
REF	21,96	27,00	4,00	15,08	42,57	39,52	2,42	6,11
	27,12				36,66			
	31,93				39,32			
CRF20	22,55	24,20	1,18	4,87	28,91	28,56	1,06	3,69
	24,81				27,13			
	25,23				29,65			
CRF40	26,03	25,56	1,87	7,33	–	36,77	0,00	0,00
	23,07				36,77			
	27,59				–			

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 12 observa-se que a média dos resultados aos 200 dias foram superiores aos de 28 dias, que a resistência do traço de referência atende aos valores esperados e que o desvio padrão de todos os traços obtiveram valores inferiores ao limite do controle de 4 MPa, recomendado pela norma ABNT NBR 12655 (2015) em função do controle rigoroso no preparo do concreto (condição A).

A Figura 59 exibe graficamente a variação da resistência média a compressão dos diferentes traços em relação a idade em que foram ensaiados. Desse modo percebe-se que o CRF20 foi o que apresentou menor variação da resistência em ambas as idades.

Figura 59 – Resistências média a compressão aos 28 e 200 dias de idade



Fonte: Autora (2023).

A fim de verificar a influência na adição de fibras na resistência à compressão do concreto a Tabela 13 apresenta o acréscimo/redução e percentual de tal medida em relação ao concreto de referência (concreto simples, matriz de concreto).

Tabela 13 – Comparação da resistência à compressão obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz do concreto

Traço	Resistência à compressão média aos 28 dias		Resistência à compressão média aos 200 dias	
	Acréscimo/redução (MPa)	Percentual (%)	Acréscimo/redução (MPa)	Percentual (%)
REF	–	–	–	–
CRF20	– 2,80	– 10,37	– 10,96	– 27,73
CRF40	– 1,44	– 5,33	– 2,75	– 6,95

Fonte: Autora (2023).

A partir dos resultados expostos na Tabela 13, identifica-se que os concretos com adição de fibra de aço apresentaram menores valores de f_{cm} , sendo inferior em 27% para CRF20, e 7% para o CRF40 aos 28 dias. Essa redução pode estar relacionada à variabilidade específica do próprio material. Analisando os traços aos 28 dias de idade, a diferença na resistência média à compressão entre o concreto referência (matriz sem adição de fibras) e o CRF20 foi de 2,8 MPa, e o CRF40 foi de 1,44 MPa, ou seja, menor que o desvio padrão para o concreto de referência, sugerindo uma similaridade entre as resistências obtidas, assim como exemplificado na Figura 59. Em relação aos resultados aos 200 dias, percebe-se que variação da resistência média a

compressão do CFR20 foi bem abaixo do esperado, pois seguindo o ganho em relação a idade que os outros dois traços apresentaram, o resultado deveria estar próximo a 35MPa, desse modo, entende-se que esses corpos de prova tenham sido comprometidos.

De acordo com Bentur e Mindess (2007), Carvalho (2012), Metha e Monteiro (2014), Vitor (2017), somente com altas taxas de fibras é observado um melhor desempenho do concreto referente à sua resistência à compressão.

5.3.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

A Tabela 14 apresenta os valores de módulo de elasticidade médio ($E_{ci,im}$) foram determinados em conformidade com a ABNT NBR 7222 (2011), desvio padrão (S_d) e coeficiente de variação (COV), para os ensaios de tração realizados nos corpos de prova cilíndricos com 28 dias e 200 dias de idade.

Tabela 14 – Módulo de elasticidade médio aos 28 e 200 dias obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto

Traço	Módulo de elasticidade médio aos 28 dias				Módulo de elasticidade médio aos 200 dias			
	$E_{ci,i}$ (GPa)	$E_{ci,im}$ (GPa)	S_d (MPa)	COV (%)	$E_{ci,i}$ (GPa)	$E_{ci,im}$ (GPa)	S_d (MPa)	COV (%)
MA	–	29,74	0,56	1,90	35,70	35,40	1,68	4,74
	–				35,90			
	30,30				32,70			
	29,17				37,30			
	–				36,20			
CRF20	–	30,24	0,78	2,59	33,80	35,32	1,77	5,01
	29,46				33,50			
	31,02				37,80			
	32,04				37,20			
	39,17				–			
CRF40	32,04	34,42	3,36	9,76	–	37,20	0,00	0,00
	–				–			
	–				–			

Fonte: Autora (2023).

O módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibras é uma combinação entre o módulo de elasticidade da matriz e da fibra multiplicado pelos seus volumes, dessa forma, dado que o volume de fibras utilizado geralmente é pequeno quando comparado ao volume de concreto, o

módulo de elasticidade do CRF está diretamente ligado ao módulo da matriz (FIGUEIREDO, 2011; CAMARGO, 2021).

O concreto analisado é o mesmo para os três traços, que diferem entre si pela adição de fibras de aço, desse modo, o módulo de elasticidade para os concretos com fibras CFR20 e CRF40 deveriam apresentar valores similares ou superiores aos da matriz, o que de fato ocorreu para ambos os traços aos 28 e 200 dias de idade.

Na Tabela 15 é exposto o acréscimo ou redução do módulo de elasticidade e diferença percentual dos traços com a adição de fibras em relação a matriz de concreto.

Tabela 15 – Comparação do módulo de elasticidade médio de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto

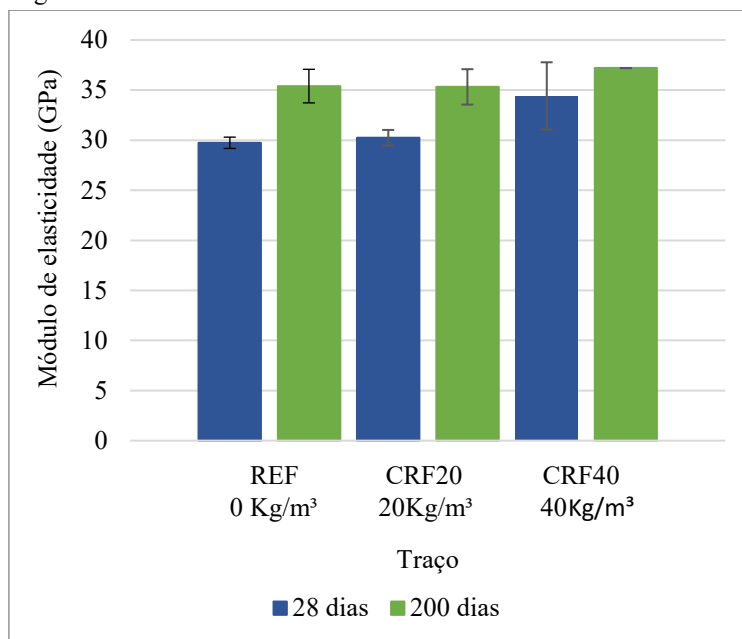
Traço	Módulo de elasticidade médio aos 28 dias		Módulo de elasticidade médio aos 200 dias	
	Acréscimo/redução (GPa)	Percentual (%)	Acréscimo/redução (GPa)	Percentual (%)
MA	–	–	–	–
CRF20	+ 0,50	+ 1,68	– 0,08	0,00
CRF40	+ 4,68	+ 15,73	+ 1,80	+ 5,08

Fonte: Autora (2023).

Em análise da Tabela 15, observou-se um incremento do módulo de elasticidade médio dos traços reforçados com fibra em relação a matriz aos 28 dias de idade. O traço que obteve maior percentual de acréscimo de módulo de elasticidade foi o CRF40 aos 28 dias de idade, com 15,73%. O menor percentual foi obtido pelo traço CRF20 aos 200 dias de idades, sendo similar ao traço de referência (matriz de concreto sem fibras) apresentando um percentual nulo.

A Figura 60 exibe graficamente a variação do módulo de elasticidade apresentado em cada idade de acordo com o traço. Desse modo percebe-se que em ambas as idades o CRF20 apresentou bastante similaridade a matriz (concreto de referência), e que mesmo o CRF40 apresentando maiores valores médios de módulo de elasticidade, foi o traço que obteve menor variação entre o módulo de elasticidade nas idades de 28 e 200 dias.

Figura 60 – Módulo de elasticidade médio aos 28 e 200 dias de idade



Fonte: Autora (2023).

5.3.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A Tabela 16 apresenta os valores de resistência à tração por compressão diametral média ($f_{ct,spm}$), determinados em conformidade com a ABNT NBR 7222 (2011), desvio padrão (S_d) e coeficiente de variação (COV), para os ensaios de tração realizados nos corpos de prova cilíndricos com 28 dias e 200 dias de idade.

Tabela 16 – Resistência à tração por compressão diametral média aos 28 dias e aos 200 dias

Traço	Resistência à tração por compressão diametral média aos 28 dias				Resistência à tração por compressão diametral média aos 200 dias			
	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
MA	2,31				3,71			
	2,73	2,26	0,40	17,81	3,93	3,74	0,17	4,59
	1,75				3,59			
CRF20	1,88				3,75			
	2,15	2,05	0,12	5,96	3,64	3,56	0,24	6,69
	2,13				3,29			
CRF40	2,97				4,80			
	2,86	3,11	0,28	9,02	–	4,80	–	–
	3,50				–			

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 16 é exposto o acréscimo ou redução da resistência à tração diametral, assim como a diferença percentual dos traços com adição de fibras, em relação ao traço de referência.

Em análise as Tabelas 16 e 17, observou-se um acréscimo da resistência à tração por compressão diametral do traço CRF40 em relação a matriz de concreto, sendo esse ganho percentual maior aos 28 dias. O traço CRF40 apresentou baixa homogeneidade aos 200 dias de idade, assim, apenas um valor pôde ser obtido com confiabilidade.

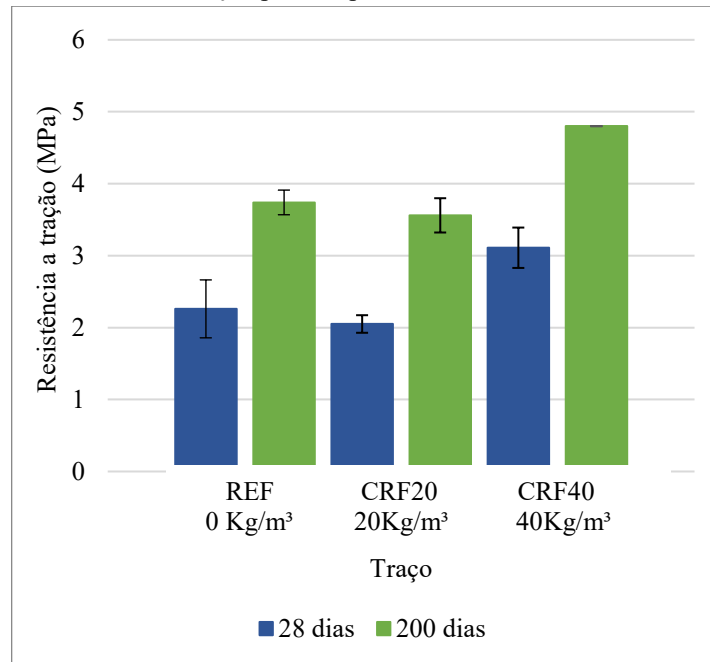
Tabela 17 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral obtida pelos traços de concreto reforçado com fibras de aço em relação a matriz de concreto

Traço	Resistência à tração por compressão		Resistência à tração por compressão	
	diametral média aos 28 dias		diametral média aos 200 dias	
	Acréscimo/redução (MPa)	Percentual (%)	Acréscimo/redução (MPa)	Percentual (%)
MA	–	–	–	–
CRF20	– 0,21	– 9,29	– 0,18	– 4,81
CRF40	+ 0,85	+ 37,61	+ 1,06	+ 28,34

Fonte: Autora (2023).

A Figura 61 exibe graficamente a variação da resistência à tração para cada traço nas duas idades analisadas, percebe-se que para o CRF20 houve redução da resistência à tração por compressão diametral em relação a matriz de concreto. Com a adição da fibra de aço, era esperado que houvesse um ganho de resistência do CRF20 em relação a matriz, assim como ocorreu no CRF40. Entretanto, mesmo não tendo esse acréscimo, a redução foi pequena, inferior a 10% em ambas as idades, se apresentado dentro do desvio padrão da matriz, o que corrobora à similaridade entre os traços.

Figura 61 – Resistência à tração por compressão diametral aos 28 e 200 dias de idade



Fonte: Autora (2023).

5.3.4 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO À FLEXÃO PÓS RESIDUAL

O ensaio para análise da resistência à tração à flexão pós fissuração foi desenvolvido em conformidade com EN 14651 (2007). Foram ensaiados três corpos de prova para cada idade e traço de concreto reforçado com fibra de aço até uma abertura de fissura ($CMOD$) de 4mm. A partir dos resultados coletados durante o ensaio pode-se obter as curvas de força por $CMOD$ para cada corpo de prova ensaiado e as medidas de tenacidade determinadas. Devido à instabilidade e vibrações na realização do ensaio, é aplicado o critério de *Chauvenet* com o objetivo de eliminar os valores duvidosos, que culminou com a eliminação desses resultados. A Tabela 18 exibe os valores de resistência à tração à flexão residual ($f_{R,j}$) equivalente ao $CMOD$ 3, que corresponde a abertura da fissura de 2,5 mm, sendo esse o resultado adotado para analisar a tenacidade em relação à resistência residual, juntamente com os respectivos desvios padrões (S_d) e coeficientes de variação (COV).

Tabela 18 – Valores obtidos no ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651: 2007, até a abertura de fissura de 2,5 mm

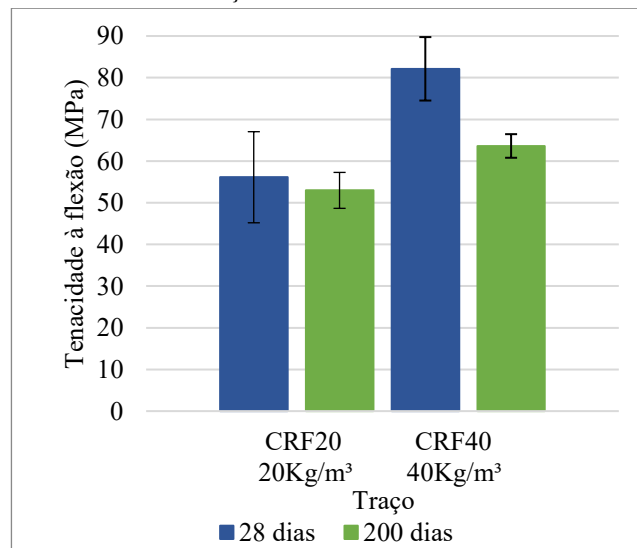
Traço	Tenacidade média aos 28 dias				Tenacidade média aos 200 dias			
	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
CRF20	63,84	56,11	10,93	19,48	56,01	52,96	4,31	8,14
	48,38				49,91			
	–				–			
CRF40	–	82,13	7,62	9,27	62,62	63,62	2,83	4,45
	76,74				61,62			
	87,51				–			

Fonte: Autora (2023).

Em análise a Tabela 18 pode-se afirmar que para os traços ensaiados, a tração à flexão residual apresentou um acréscimo à medida que se aumentou o teor de fibras de aço. Além disso, pode-se dizer que aos 28 dias de idade os traços apresentaram maior resistência à tração à flexão residual que aos 200 dias, e que a variação entre os resultados obtidos entre os traços CRF20 e CRF40 também foi maior.

A Figura 62 exibe graficamente a variação da resistência à tração à flexão em cada idade de acordo com o traço. Percebe-se que os resultados obtidos para o CRF20 apresentam similaridade, pois não houve variação significativa, e os valores estão dispersos no desvio padrão. Já o traço CRF40 apresentou uma maior oscilação dos resultados, que pode ter isso acarretado pela variação da quantidade real de fibras em cada corpo de prova e pela dispersão da fibra ao longo do corpo de prova.

Figura 62 – Resistência à tração à flexão residual aos 28 e 200 dias de idade



Fonte: Autora (2023).

A fim de expor a influência do volume de fibras adicionado à tenacidade, na Tabela 19 é apresentado o acréscimo e o percentual quando se comparado os valores médios do CFR40 em relação aos valores médios do CFR20.

Tabela 19 – Comparação da tenacidade média obtida pelo traço CFR40 em relação ao traço CFR20

Traço	Tenacidade média aos 28 dias		Tenacidade média aos 200 dias	
	Acréscimo	Percentual	Acréscimo	Percentual
	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
CFR20	–	–	–	–
CFR40	+26,02	+46,37	+10,66	+20,12

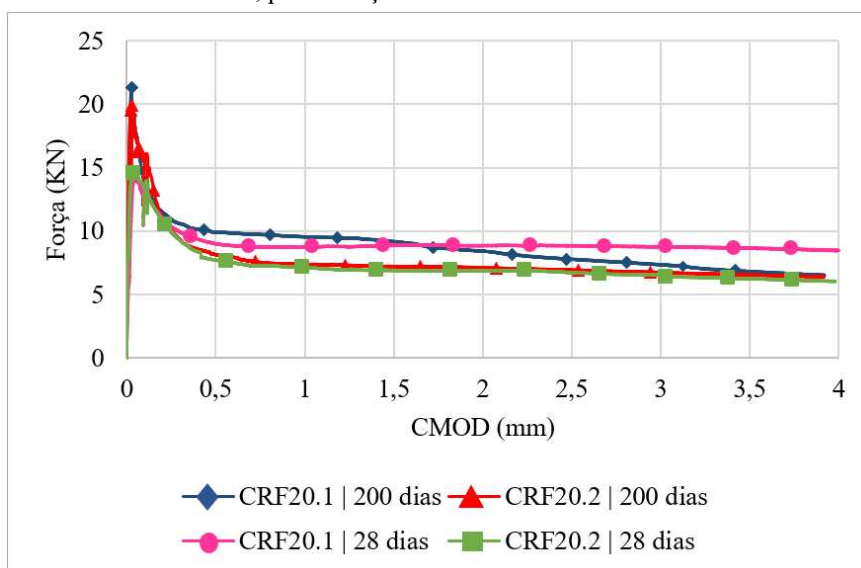
Fonte: Autora (2023).

Constata-se que o aumento do volume de fibras eleva a medida da resistência à tração à flexão residual. Em que o aumento de 20 kg/m³ de fibra para 40 kg/m³ gera um acréscimo de 46% na tenacidade aos 28 dias e 20,12% de acréscimo aos 200 dias de idade.

As Figuras 63 e 64 expõe o comportamento das curvas de força por CMOD dos traços CFR20 e CFR40, respectivamente, aos 28 e 200 dias de idade.

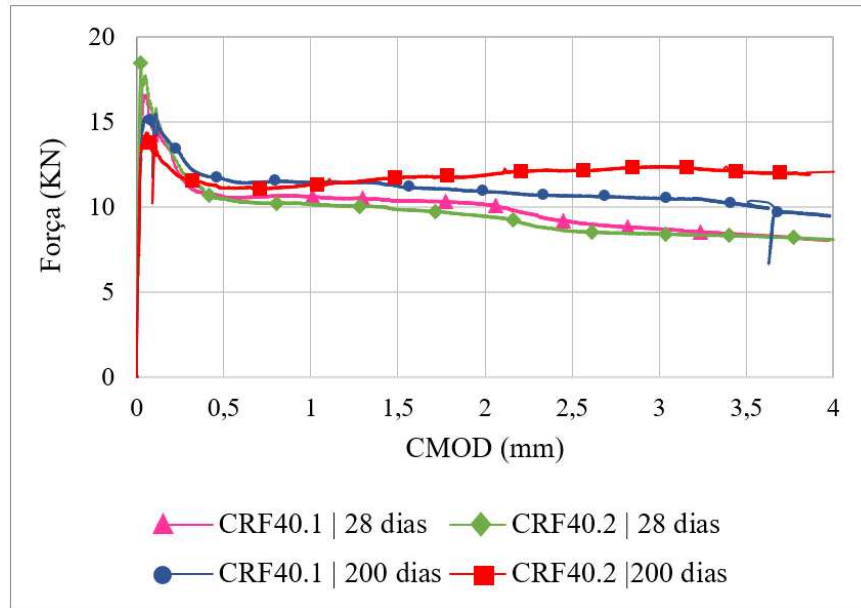
Indicando que em ambas as idades os resultados se encontram dentro do mesmo desvio padrão.

Figura 63– Curvas de força por CMOD obtidas a partir do ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651, para o traço CFR20 aos 28 dias e 200 dias de idade



Fonte: Autora (2023).

Figura 64 – Curvas de força por CMOD obtidas a partir do ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651, para o traço CRF40 aos 28 dias e 200 dias de idade



O comportamento das curvas apresentadas nas Figuras 63 e 64 apresentam apenas comportamento *strain-softening*, em que a tensão máxima pós fissuração obtida é menor que a tensão de fissuração.

Na Tabela 20 é apresentado valores de resistência à tração à flexão residual ($f_{R,j}$) correspondente a abertura da fissura de 4 mm, e a área abaixo da linha do gráfico.

Tabela 20 – Valores de tenacidade obtidos no ensaio de tração à flexão conforme recomendações da norma EN 14651 (2007), corresponde a abertura da fissura de 4 mm

Traço	Tenacidade média aos 28 dias				Tenacidade média aos 200 dias			
	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
CRF20	35,98	32,35	3,62	11,21	34,61	32,43	2,18	6,73
	28,73				30,24			
	–				23,30 *			
CRF40	–	45,87	1,66	3,62	39,48	38,96	0,52	1,35
	44,21				38,43			
	47,53				54,83 *			

Fonte: Autora (2023).

Silva (2018) apresentou valores similares para a tenacidade, utilizando o concreto de 20MPa, obteve resistência à tração à flexão residual de 38,11MPa para a adição de 30kg/m³ e resistência

à tração à flexão residual de 54,83MPa par a adição de 40Kg/m³. Dessa forma, os valores obtidos vão em concordância pelos obtidos por Silva (2018).

5.4 CARGA DE RUPTURA EM BLOCOS SOBRE DUAS ESTACAS

Os blocos foram nomeados de acordo com o concreto utilizado (matriz = REF; com adição de fibras = F20 e F40), a armação adotada (um estribo horizontal = A1, dois estribos horizontais = A2).

Cada um dos blocos foi instrumentado com extensômetros de aço e concreto, e foram utilizados LVDT (transdutor de deslocamento variável linear). Entretanto, os extensômetros de aço apresentaram falhas durante a execução do ensaio, impossibilitando a sua utilização.

Na Tabela 21 são apresentadas as cargas máximas de ruptura ($F_{máx}$) de cada um dos blocos ensaiados, juntamente com os respectivos desvios padrões (S_d) e coeficientes de variação (COV), sendo agrupados de acordo com a área de aço adotada, um estribo e dois estribos horizontais.

Tabela 21 – Carga de ruptura dos blocos sobre duas estacas com um estribo horizontal (AR1)

Bloco		$F_{máx}$ (KN)	$F_{máx,med}$ (KN)	S_d (MPa)	COV (%)
AR1 – um estribo horizontal	REF	REF101	597,39	593,27	4,13
		REF102	589,14		
	BF20	BF20A101	607,59	638,14	30,55
		BF20A102	668,68		
	BF40	BF40A101	671,56	664,65	6,91
		BF40A102	657,73		
AR2 – dois estribos horizontais	REF	REF201	675,67	677,32	1,65
		REF202	678,96		
	BF20	BF20A201	835,61	819,57	16,04
		BF20A202	803,53		
	BF40	BF40A201	389,17*	–	–
		BF40A202	697,08*		

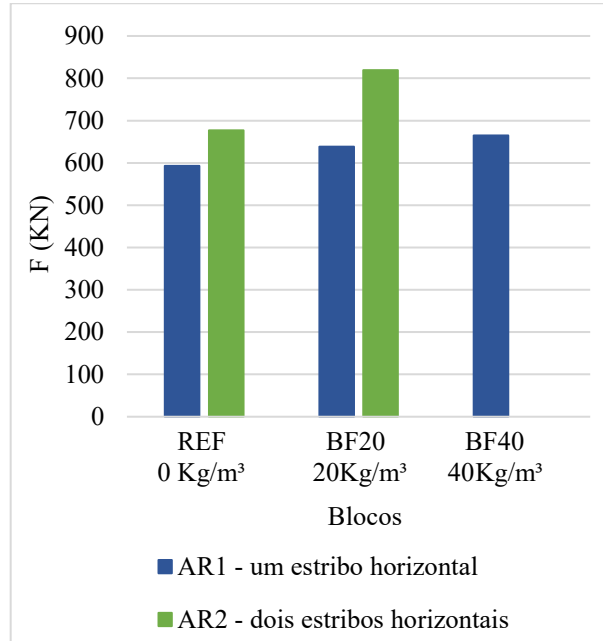
Fonte: Autora (2023).

Percebe-se que os blocos e suas réplicas apresentaram valores similares, tendo uma semelhança dos resultados, para cada variável analisada (teor de fibra e quantidade de estribos).

As cargas médias de ruptura estão descritas graficamente na Figura 65. Os resultados no bloco BF40 com dois estribos horizontais foram suprimidos do gráfico, por apresentar resultados inconsistentes com os outros valores obtidos, pois em todos os blocos houve acréscimo de

resistência quando se utilizado dois estribos horizontais, e o BF40, apresentou valores extremamente próximos em ambas as quantidades de estribos (AR1 e AR2), e um dos blocos apresentou um valor de resistência extremamente baixo, quando se comparado aos outros resultados.

Figura 65 – Carga de ruptura das réplicas de cada grupo de bloco



Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 22 é exposto o acréscimo da carga de ruptura média dos blocos com adição das fibras de aço, assim como a diferença percentual dos blocos com adição de fibras, em relação aos blocos de referência (matriz).

Tabela 22 – Comparação da carga de ruptura média dos blocos em relação a matriz

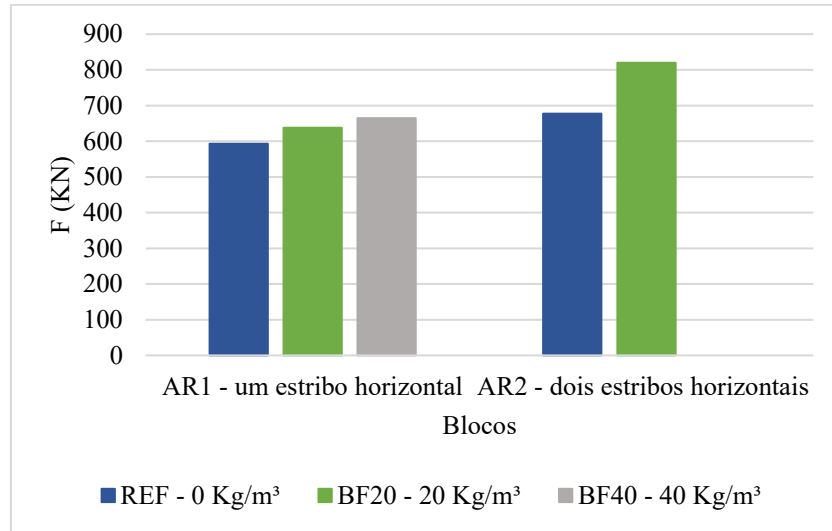
	Ref – $F_{máx,med}$ (KN)	Bloco	$F_{máx,med}$ (KN)	Acréscimo (KN)	Percentual (%)
AR1 – um estribo horizontal	593,26	BF20	638,13	44,87	7,56
		BF40	664,64	71,38	12,03
AR2 – dois estribos horizontais	677,31	BF20	819,57	142,26	21,00
		BF40	–	–	–

Fonte: Autora (2023).

A Figura 66 exibe graficamente a variação da carga de ruptura média dos blocos em relação a quantidade de estribos horizontais utilizados. Desse modo, percebe-se um acréscimo de 14 % na carga de ruptura da matriz de concreto com dois estribos em relação a matriz com apenas

um. Sendo que esse padrão se estende para os blocos com adição de fibras, ou seja, aumentando a quantidade de estribos, a carga de ruptura do bloco se eleva.

Figura 66 – Comparação da carga de ruptura média dos blocos em relação a quantidade de estribos



Fonte: Autora (2023).

Considerando a adição de fibras ao concreto, tem-se que essa adição em ambos os volumes, proporciona um aumento da carga de ruptura dos blocos. Analisando os resultados obtidos para os blocos com um estribo, a maior adição de fibras (BF40) propiciou um bloco com maior carga de ruptura, apresentando um acréscimo de 12% da carga máxima suportada pelo bloco. Em relação ao bloco BF20, ele apresentou um acréscimo de 142 kN na carga de ruptura quando se comparado à matriz, corroborando ao objetivo de que a adição de fibras de aço no concreto melhora a atuação dos blocos sobre estacas.

A fim de analisar também a rigidez apresentada pelo concreto e as suas prováveis variações devido a quantidade de estribos horizontais e a adição de fibras de aço, tem-se os resultados obtidos por um LVDT posicionado no centro da face inferior dos blocos, Figura 67.

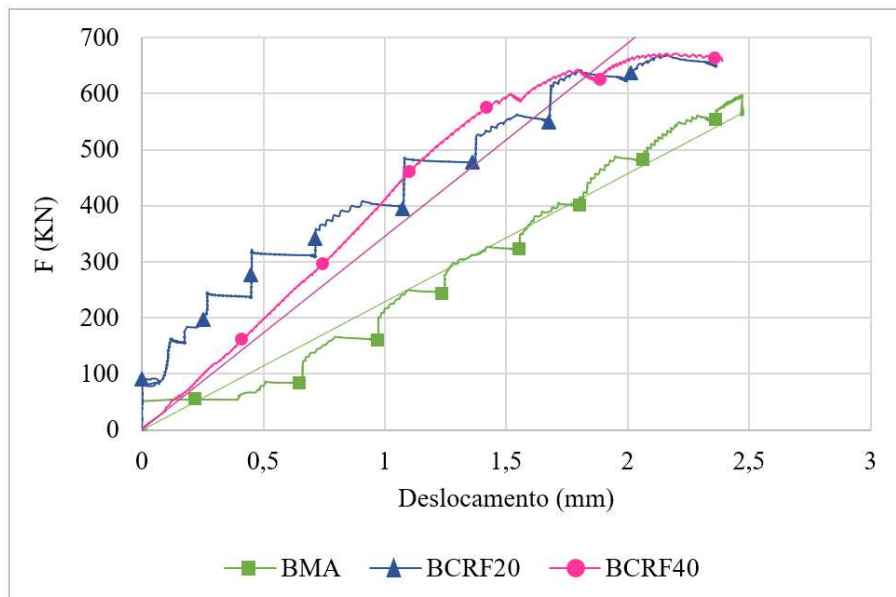
Figura 67 – LVDT e extensômetros



Fonte: Autora (2023).

Ao analisar o deslocamento da região central dos blocos com um estribo horizontal (AR1), Figura 68, temos um maior deslocamento para o bloco REF, enquanto os blocos BF20 e BF40 apresentam valores similares e inferiores ao da matriz. Quando colocado uma projeção linear, o deslocamento dos blocos BF20 e BF40 são iguais e ainda assim, menores que o da matriz, constatando que a adição de fibras proporcionou menores deslocamentos para os blocos com um estribo.

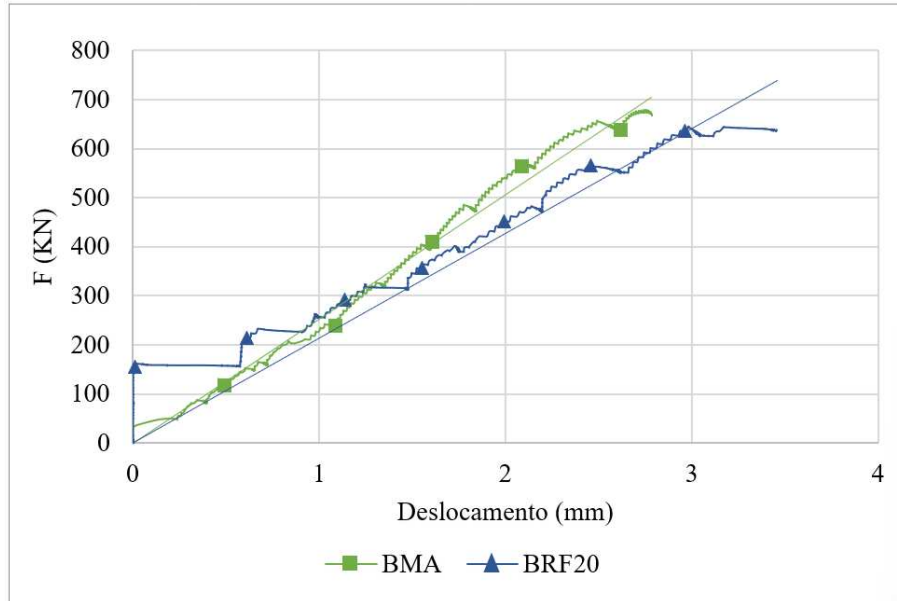
Figura 68 – Gráfico carga x deslocamento central para blocos com um estribo horizontal (AR1)



Fonte: Autora (2023).

Em relação aos blocos com dois estribos horizontais (AR2), percebe-se que os três traços apresentaram deslocamentos similares em relação a carga aplicada. Desse modo, analisando ambos os gráficos, Figuras 68 e 69, podemos inferir que quanto ao deslocamento, os estribos horizontais apresentam maior eficiência que a fibra.

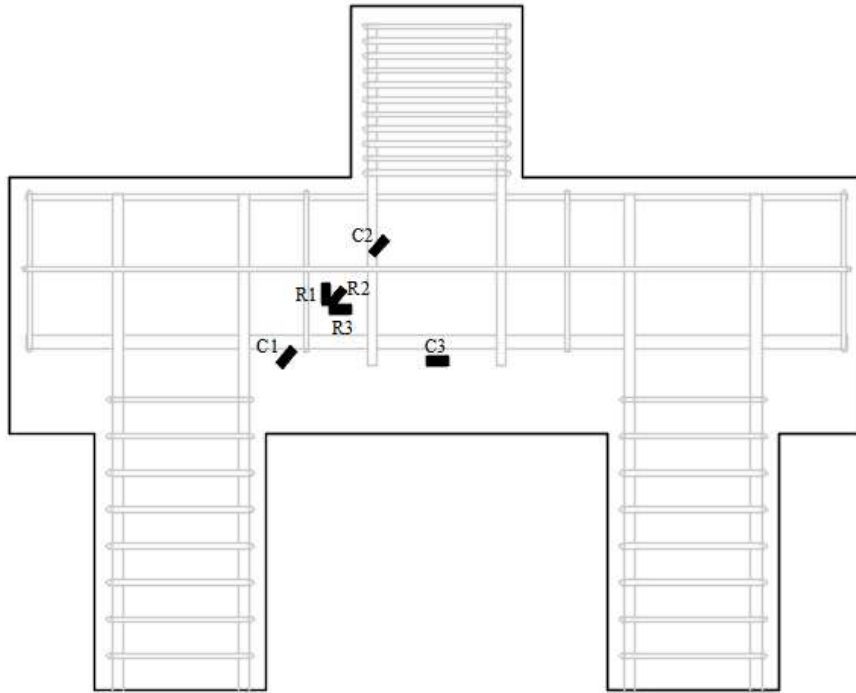
Figura 69 – Gráfico carga x deslocamento central para blocos com dois estribos horizontais (AR2)



Fonte: Autora (2023).

Quanto ao concreto do bloco, foi utilizado os extensômetros formando uma roseta de 45°, permitindo a análise da deformação do concreto bem como da rigidez apresentada pelo bloco. A roseta foi posicionada na face do bloco, como mostrado na Figura 70, composta pelos extensômetros de concreto R1, R2 e R3.

Figura 70 – Croqui do bloco e localização dos extensômetros de concreto



Fonte: Autora (2023).

Para o cálculo e desenvolvimento do gráfico das rosetas, utilizou-se as seguintes equações:

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{biss} - (\varepsilon_x + \varepsilon_y) \quad (51)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_x \cos^2 \theta + \varepsilon_y \sin^2 \theta + \gamma_{xy} \sin \theta \cos \theta \quad (52)$$

Onde:

ε_x : Deformação em x

ε_y : Deformação em y

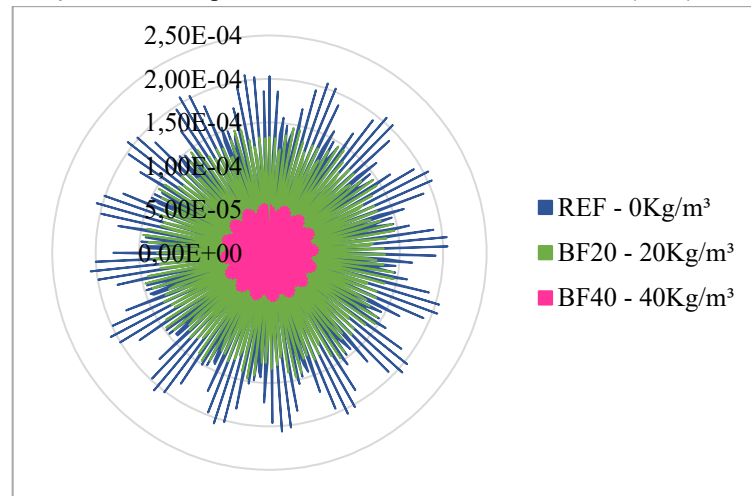
ε_n : Deformação no ângulo

γ_{xy} : Plano de deformação

ε_{biss} : deformação da abscissa

Definiu-se a carga de 300KN, sendo aproximadamente a metade da carga máxima mínima, para se analisar a deformação da roseta. Ao analisar a Figura 71, percebe-se que para os blocos com um estribo horizontal e uma mesma carga aplicada, as deformações dos blocos BF20 e REF são similares, e analisando todo o conjunto, é decrescente à medida que se adiciona fibras, sendo de 0,00006 para o BF20, 0,0015 para o BF20 e 0,0021 para o REF.

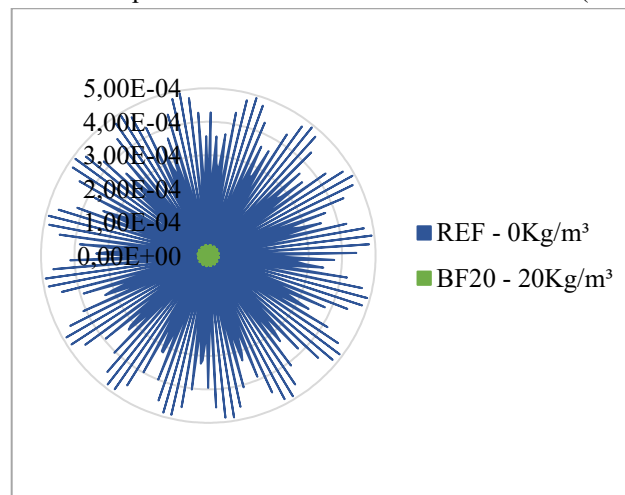
Figura 71 – Deformação roseta 45° para blocos com um estribo horizontal (AR1) à uma carga de 300KN



Fonte: Autora (2023).

Para os blocos com dois estribos horizontais, são expostas as deformações de acordo com a carga aplicada na Figuras 72.

Figura 72 – Deformação roseta 45° para blocos com dois estribos horizontais (AR2) à uma carga de 300KN



Fonte: Autora (2023).

Em relação a Figura 72, percebe-se que para uma mesma carga aplicada, o bloco com menor deformação foi o BF20, sendo em torno 0,00003, enquanto a deformação do REF fica próximo a 0,00049.

Dessa forma pode-se constatar que de acordo com a deformação do concreto dos blocos, os blocos que apresentaram menores deformações apresentaram maior rigidez, ou seja, a adição de fibras de aço no concreto e a utilização de dois estribos otimizou a sua rigidez.

No dimensionamento dos blocos, o ângulo da biela ficou em 45°, na Tabela 23, tem-se os ângulos encontrados após rompimento dos blocos.

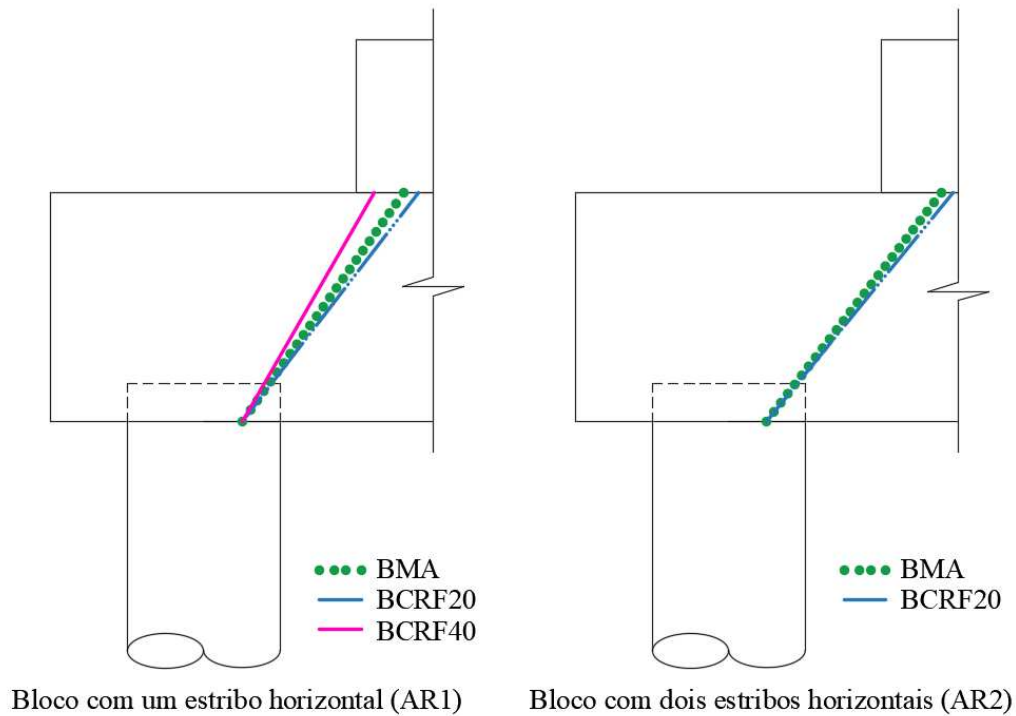
Tabela 23 – Ângulo da biela experimental para os blocos

		Bloco	θ	$\theta_{\text{méd}}$	S_d (MPa)	COV (%)
AR1 – um estribo horizontal	REF	BMA01	59,5°	54,75	4,75	8,68
		BMA02	50°			
	BF20	BCRF201	55°	52,5°	2,50	4,76
		BCRF202	50°			
	BF40	BCRF401	57°	60°	3,00	5,00
		BCRF401	63°			
	REF	BMA01	55,5°	52,75	2,75	8,68
		BMA02	50°			
AR2 – dois estribos horizontais	BF20	BCRF201	51°	51°	0,00	0,00
		BCRF202	51°			
	BF40	BCRF401	–	–	–	–
		BCRF401	–			
	BF40	BCRF401	–	–	–	–
		BCRF401	–			

Fonte: Autora (2023).

Blévot e Frémy (1967) estipularam que o ângulo da biela deve estar entre 45° e 55°, estando em concordância com os blocos REF e BF20, entretanto o bloco BF40 apresentou um ângulo de 60°, estando superior ao indicado por eles. Ainda assim, os ângulos das bielas dos três modelos de blocos estão dentro da variação limite de 30° a 63°, prevista pela ABNT NBR 6118 (2014). Analisando os ângulos da biela

Figura 73 – Croqui das inclinações da biela de acordo com o concreto e a quantidade estribos utilizados



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 73, no bloco com um estribo horizontal, é possível visualizar a semelhança entre os ângulos da biela de compressão do BMA e BF20, sendo apenas o BF40 apresentando um valor diferente e maior.

Ainda na Figura 73, analisando os blocos com dois estribos horizontais, percebe-se à similaridade entre os ângulos das bielas de compressão, em que a variação percentual máxima foi inferior a 4%.

CAPÍTULO 6

Considerações finais

A respeito da caracterização dos corpos de prova no estado endurecido, pode-se chegar aos seguintes pontos:

- Em relação a resistência à compressão, a adição de fibras não apresentou ganho para nenhum dos dois fatores de fibra analisados, e sim, houve uma redução na resistência à compressão de ambos os traços com adição de fibras, em ambas as idades de 28 dias e 200 dias, ficando dentro do desvio padrão e apresentando similaridade entre os traços.
- Quanto a resistência a tração, para que o concreto tenha um ganho significativo o $V_f = 40 \text{ kg/m}^3$ apresentou melhores resultados, enquanto o $V_f = 20 \text{ kg/m}^3$ demonstrou resistências bastante similares à matriz, com diferença inferior a 10%.
- Nos resultados para módulo de elasticidade, pode-se perceber que a adição da fibra contribuiu para o aumento do módulo de elasticidade do concreto, mesmo o módulo estando diretamente ligado a matriz de concreto que à fibra.
- No que tange a tenacidade do concreto, aumenta proporcionalmente a quantidade de fibra, onde o concreto com $V_f = 40 \text{ kg/m}^3$ apresentou resultados de até 46% maiores que o concreto com $V_f = 20 \text{ kg/m}^3$.

Acerca dos blocos sobre duas estacas, pode-se concluir que:

- A resistência da matriz de concreto superou em 15,71% a resistência esperada em projeto.
- Nos blocos reforçados com fibras, a carga de ruptura chegou a ser 23,37% maior que a da matriz, validando o objetivo principal dessa dissertação, que comprova que a utilização das fibras de aço aumenta a resistência dos blocos de coroamento.
- No que se refere a fissuração, todos os blocos apresentaram um mesmo padrão de fissuração, iniciando na parte inferior do bloco e, conforme aumento da força aplicada,

surgindo fissuras inclinadas na face frontal do bloco na direção da estaca para o pilar. Assim como os modelos desenvolvidos por Munhoz e Giongo (2017).

- Comparando os blocos com adição de fibras, percebe-se que ambos apresentaram ganho de resistência, entretanto a combinação de dois estribos com a adição de fibras conferiu um maior incremento na carga de ruptura quando se comparado aos blocos sem fibras.
- Se tratando da rigidez dos blocos, os estribos atuam com maior eficiência, contudo a adição de fibras corrobora ao aumento da eficiência, melhorando a rigidez dos blocos.
- Desse modo a adição de fibras de aço no concreto, permite resistências superiores que o concreto armado convencional, promovendo um bloco mais rígido e com menor deslocamentos horizontais. Além da redução de custos com material e mão de obra especializada.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se a realização desse mesmo estudo, porém considerando variações nos seus parâmetros, como a quantidade de estacas, de modo a verificar amplamente o comportamento dos modelos. Também é interessante realizar o estudo da substituição total dos estribos por fibras de aço em blocos de duas ou mais estacas.

REFERÊNCIAS

AENOR. **UNE 83515**: Hormigones con fibras. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. Espanha: 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96**: State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. ACI Committee 544. USA: 1996. Reapproved 2002.

_____. **ACI 544.2R-89**: Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete. ACI Committee 544. USA: 1989. Reapproved 2009.

_____. **ACI 544.3R-08**: Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete. ACI Committee 544. USA: 2008.

_____. **ACI 544.4R-18**: Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete. ACI Committee 544. USA: 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C-1018**: Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading), West Conshohocken, PA. USA: 1997.

_____. **ASTM C1609**: Standard Test -Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third Point Loading). Pennsylvania, USA: 2010.

_____. **ASTM A820**: Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete. Pennsylvania, USA: 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530**: Fibras de aço para concreto – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro: 2019.

_____. **NBR 16935**: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras – Procedimento. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR 16940**: Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR 16938**: Concreto reforçado com fibras – Controle da qualidade. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: 2014.

_____. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: 2016.

_____. **NBR 16889:** Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: 2020.

_____. **NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: 2018.

_____. **NBR 12655:** Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro. 2015

_____. **NBR 7222:** Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: 2011.

_____. **NBR 8522:** Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR 16605:** Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: 2017.

_____. **NBR 11579:** Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 μm (nº 200). Rio de Janeiro: 2013.

_____. **NBR 16916:** Agregado miúdo – Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR 16917:** Agregado graúdo – Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: 2021.

_____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: 2003.

ADEBAR, P; ZHOU, Z. **Design of deep pile caps by strut-and-tie models.** ACI Structural Journal, v. 93, n. 4, July - August. 1996.

ALVES, E. C.; TOMAZ, A. G. S. **Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas.** Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, série 3, n. 8, p. 19-32, nov. 2018.

ARAÚJO, J. M. **Reliability analysis of rigid pile caps using an iterative strut-and-tie model.** ARCHITECTURE CIVIL ENGINEERING ENVIRONMENT - ACEE, v. 10, p. 65-75, 2017.

ARIF, M. A. **Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço.** 2014. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2014.

- BARROS, A. R. **Avaliação do comportamento do concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço**. 2009. 178f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.
- BASTOS, P. S. S. **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.a
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**. 2. ed. London and New York: Modern Concrete Technology Series, p. 601, 2007.
- BLÉVOT, J. L.; FRÉMY, R. **Semelles sur Pieux**. Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. v. 20, n. 230, p. 223-295, févr. 1967.
- CALLISTER, W. D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 5ª. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2013.
- CAMARGO, M. M. **Análise do comportamento de blocos de concreto reforçado com fibras de aço sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. 2021. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.
- CAMPOS, João Carlos de. **Elementos de fundação em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. ISBN 9788579751691.
- CARVALHO, E. **Estudo da variabilidade da tenacidade de concretos reforçados com fibras de aço por meio de ensaios à flexão em prismas moldados e extraídos**. 2012. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.
- Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP – **Recommandations particulières au calcul et à l’exécution des semelles de fondation**. Bulletin D’Information, Paris, n. 73, 1970.
- CHANH, N. V. 2005. **Steel fiber reinforced concrete**. In: Joint Seminar on Concrete Engineering. Ho Chi Minh City University of Technology. 8th – 9th December 2005. p.108-116.
- CLARKE, J. L. **Behavior and design of pile caps with four piles**. Technical Report, n. 42.489, Cement and Concrete Association, London, 19 p., 1973.
- DELALIBERA, R. G. 2006. **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

DI PRISCO, M.; COLOMBO, M.; DOZIO, D. **Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation**. Structural Concrete. v.14, n. 4, p. 342-361, 2013. <https://doi.org/10.1002/suco.201300021>

DI PRISCO, M.; PLIZZARI, G.; VANDEWALLE, L. **Fibre reinforced concrete: new design perspectives**. Materials and structures, v. 42, n. 9, p. 1261-1281, 2009. <https://doi.org/10.1617/s11527-009-9529-4>

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651: Test method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)**. CEN, London: 2007.

FIGUEIREDO, A. D. 1997. **Parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com Fibras de Aço**. Boletim Técnico, Série BT/PCC/260 – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2000.

FIGUEIREDO, A. D.; NETO, P. J. C.; FARIA, H. M. **A nova normalização brasileira sobre fibras de aço**. Revista Concreto e Construções, n. 50, p. 67-75, 2008.

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

GAY, D. **Matériaus composites**. 4ª ed. Paris: Hermès, 1997. ISBN 286601586X.

GUIMARÃES, A. E. P. **Análise de pilares de concreto de alta resistência com adição de fibras metálicas submetidos à compressão centrada**. 1999. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

HOBBS, N. B.; STEIN, P. **An investigation into the stress distribution in pile caps with some notes on design**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1957.

JANG, S.-J.; JEONG, G.-H.; YUN, H.-D. **Use of steel fibers as transverse reinforcement in diagonally reinforced coupling beams with normal- and high-strength concrete**. Construction and Building Materials, p. 1020-1030, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.063>.

JENSEN, U. G.; HOANG, L. C. **Collapse mechanisms and strength prediction of reinforced concrete pile caps**. Engineering Structures, v. 35, pp. 203-214, 2012.

LOBÃO, Laurindo Mauricio Menezes. **Taxa de Armadura Longitudinal de Tração Mínima em Vigas de Concreto de Resistência Normal com Fibras de Aço**. 2005. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado. 109 p. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

- LOPES, M. M. **Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto**. 2005. 130f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
- MENDONÇA, F. C. **Dimensionamento de blocos de coroamento sobre estacas metálicas**. 123 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.
- METHA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Ed. Pini. São Paulo, 1994. 573 p
- MIGUEL, M. G. **Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.
- MIGLIORINI, A. V.; GUIMARÃES, A. T. C.; OZÓRIO, B. P. M. **Fibras de aço em blocos de concreto: estudo para utilização em ambiente marítimo**. Matéria. v. 17, n. 2, p. 997-1008, 2012.
- MONTE, R; TOALDO, G. S.; FIGUEIREDO, A. D. **Avaliação da tenacidade de concretos reforçados com fibras através de ensaios com sistema aberto**. Matéria, v. 19, p. 132-149, 2014. <https://doi.org/10.1590/S1517-70762014000200008>
- MUNHOZ, F. S. **Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.
- MUNHOZ, F. S.; GIONGO, J. S. **Análise dos efeitos da variação da seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. v. 10, n. 3, p.760-787, 2017. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000300011>
- NAAMAN, A.E. Engineered Steel fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. Journal of Advanced Concrete Technology. Japan Concrete Institute, v. 1, n.9, p. 241-252, nov. 2003.
- _____. Development and evolution of tensile strain-hardening FRC composites. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60**. Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. P. 1-28.
- NUNES, N. L. **Contribuição para a aplicação do concreto reforçado com fibras de aço em elementos de superfície restringidos**. Tese de Doutorado – Escola politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 151 p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.

PAJUDAS, P.; BLANCO, B.; CAVALARO, S.; FUENTE, A.; AGUADO, A. **New Analytical Model to Generalize the Barcelona Test Using Axial Displacement**. Journal of Civil Engineering and Management. v. 19, p. 259-271, 2013.

SANT'ANA, M. V. P. **Modelo numérico para concreto reforçado com fibras**. 121 p. Dissertação (Mestrado), Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2005.

SANTOS, D. M. **Theoretical and experimental analysis of pile caps: approach by strut-and-tie models**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2022.

SILVA, J. R. **Correlação dos valores de tenacidade do concreto reforçado com as fibras de aço obtidos pela ASTM C1609: 2012 e EN 14651: 2007**. 118p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2018.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VITOR, P.C.P. **Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço**. 217 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

ANEXO A

Quadro A.1 – Parâmetros de cálculo para os gráficos de tenacidade de acordo com a EN 14651: 2007

Traço	Idade	CP	$f_{ct,L}^f$ (N/mm ²)	FL (N)	l (mm)	b (mm)	hsp (mm)
F20	28 dias	CP 01	102,82	14280,67	450	150	25
		CP 02	106,00	14722,64	450	150	25
	200 dias	CP 01	141,77	19690,10	450	150	25
		CP 02	137,35	19076,70	450	150	25
F40	28 dias	CP 01	109,94	15269,77	450	150	25
		CP 02	101,51	14098,45	450	150	25
	200 dias	CP 01	119,36	16578,50	450	150	25
		CP 02	124,04	17228,40	450	150	25

Fonte: Autora (2023).

Quadro A.2 – Parâmetros para os gráficos de tenacidade de acordo com a EN 14651: 2007

Traço	Idade	CP	CMOD ₁ – 0,5		CMOD ₂ – 1,5		CMOD ₃ – 2,5		CMOD ₄ – 3,5	
			F_j	$F_{R,j}$	F_j	$F_{R,j}$	F_j	$F_{R,j}$	F_j	$F_{R,j}$
F20	28 dias	CP 01	9000,42	64,80	8873,74	63,89	8866,57	63,84	8660,28	62,35
		CP 02	7706,97	55,49	6900,81	49,69	6719,91	48,38	6242,93	44,95
	200 dias	CP 01	9905,33	71,32	9180,45	66,10	7779,26	56,01	6799,58	48,96
		CP 02	8141,24	58,62	7198,98	51,83	6932,29	49,91	6566,98	47,28
F40	28 dias	CP 01	11641,15	83,82	11243,77	80,96	106658,96	76,74	10104,23	72,75
		CP 02	11130,20	80,14	11735,28	84,49	12154,33	87,51	12044,85	86,72
	200 dias	CP 01	10601,31	76,33	10355,44	74,56	9114,23	65,62	8359,67	60,19
		CP 02	10485,02	75,49	9850,45	70,92	8558,31	61,62	8284,30	59,65

Fonte: Autora (2023).

Quadro A.3 – Tenacidade, abertura da fissura 4,0 mm (área abaixo do gráfico)

Traço	Idade	CP	Área abaixo do gráfico
F20	28 dias	CP 01	35,98
		CP 02	28,73
	200 dias	CP 01	44,21
		CP 02	47,53
F40	28 dias	CP 01	34,61
		CP 02	30,24
	200 dias	CP 01	39,48
		CP 02	38,43

Fonte: Autora (2023).

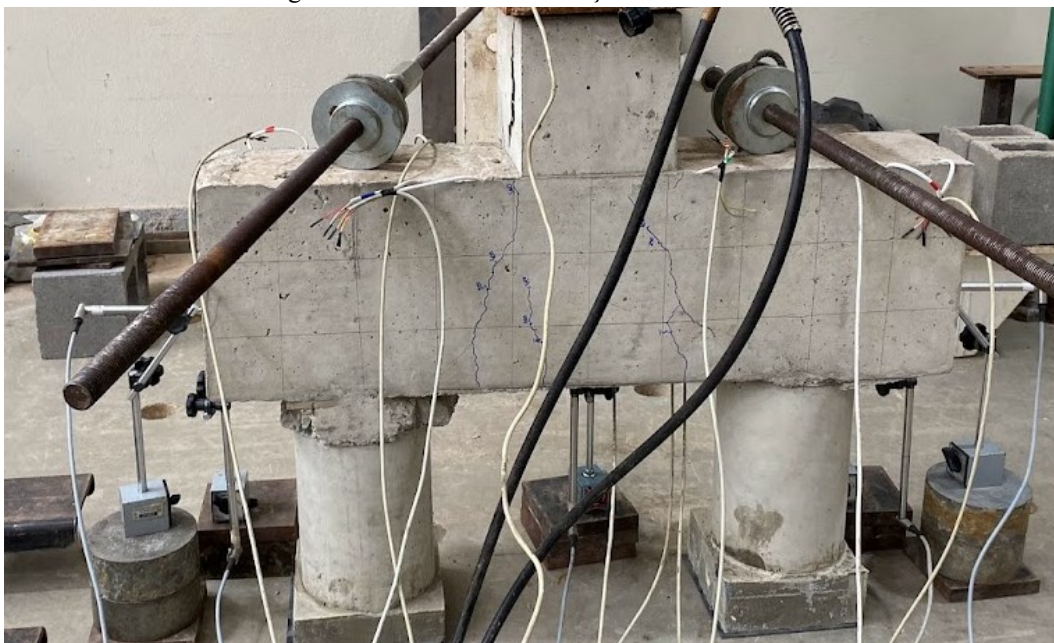
Tabela B. 1 – Parâmetros para gráfico das “rosetas 45°”

		F (KN)	R3	R2	R1	ϵ_x	ϵ_y	γ_{xy}
AR1 - um estribo horizontal	BMA	300,55	7,63E-05	-1,72E-04	-1,35E-04	7,63E-05	-1,35E-04	-2,86E-04
	BCRF20	300,24	5,12E-05	-1,27E-04	-3,80E-05	5,12E-05	-3,80E-05	-2,67E-04
	BCRF40	300,11	-5,63E-05	-3,79E-05	-1,54E-05	-5,63E-05	-1,54E-05	-4,09E-06
AR2 - dois estribos horizontais	BMA	299,78	-6,84E-05	2,61E-04	-1,60E-04	-6,84E-05	-1,60E-04	7,51E-04
	BCRF20	300,18	5,91E-06	-1,64E-05	-3,24E-05	5,91E-06	-3,24E-05	-6,27E-06

Fonte: Autora (2023).

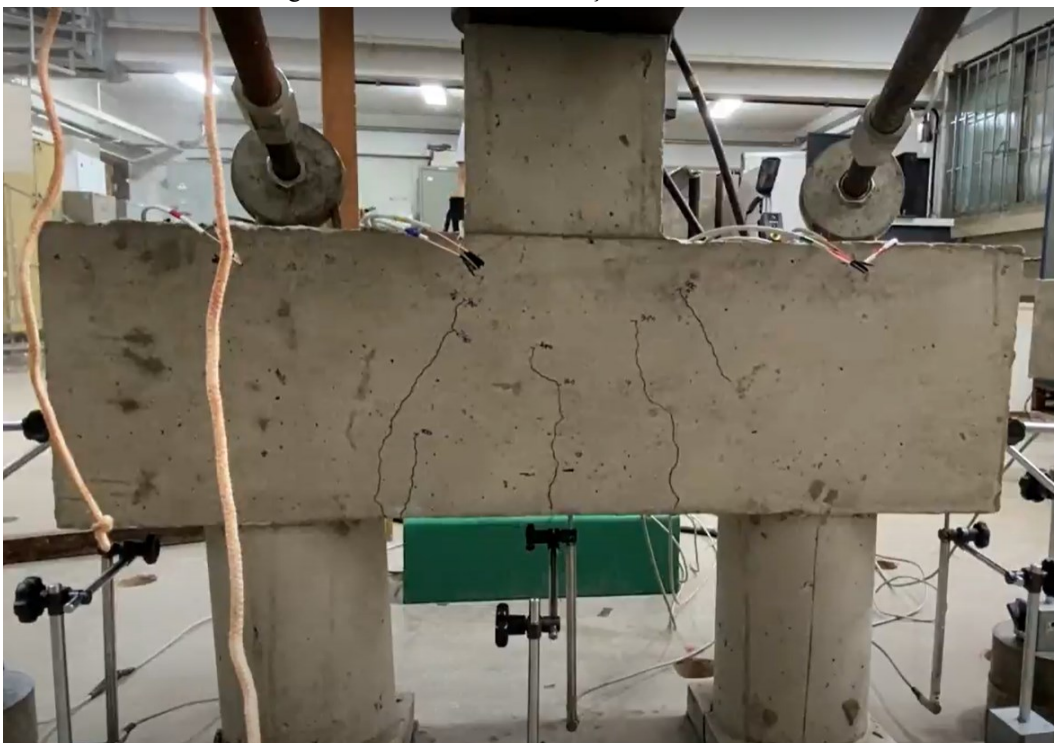
Fotos dos blocos após ensaio, mostrando o padrão de fissuração.

Figura C.1 – Padrão de fissuração bloco BMA101



Fonte: Autora (2023).

Figura C.2 – Padrão de fissuração bloco BMA102



Fonte: Autora (2023).

Figura C.3 – Padrão de fissuração bloco BMA201



Fonte: Autora (2023).

Figura C.4 – Padrão de fissuração bloco BMA202



Fonte: Autora (2023).

Figura C.5 – Padrão de fissuração bloco BF20A101



Fonte: Autora (2023).

Figura C.6 – Padrão de fissuração bloco BF20A102



Fonte: Autora (2023).

Figura C.7 – Padrão de fissuração bloco BF20A201



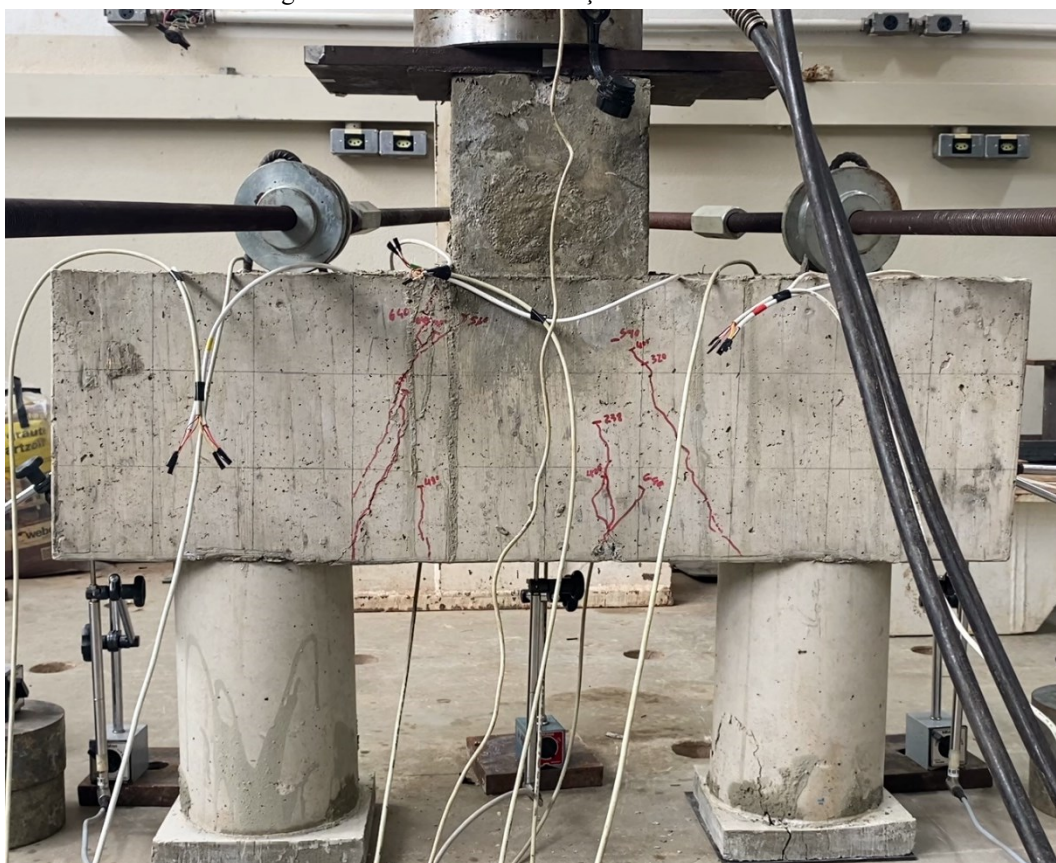
Fonte: Autora (2023).

Figura C.8 – Padrão de fissuração bloco BF20A202



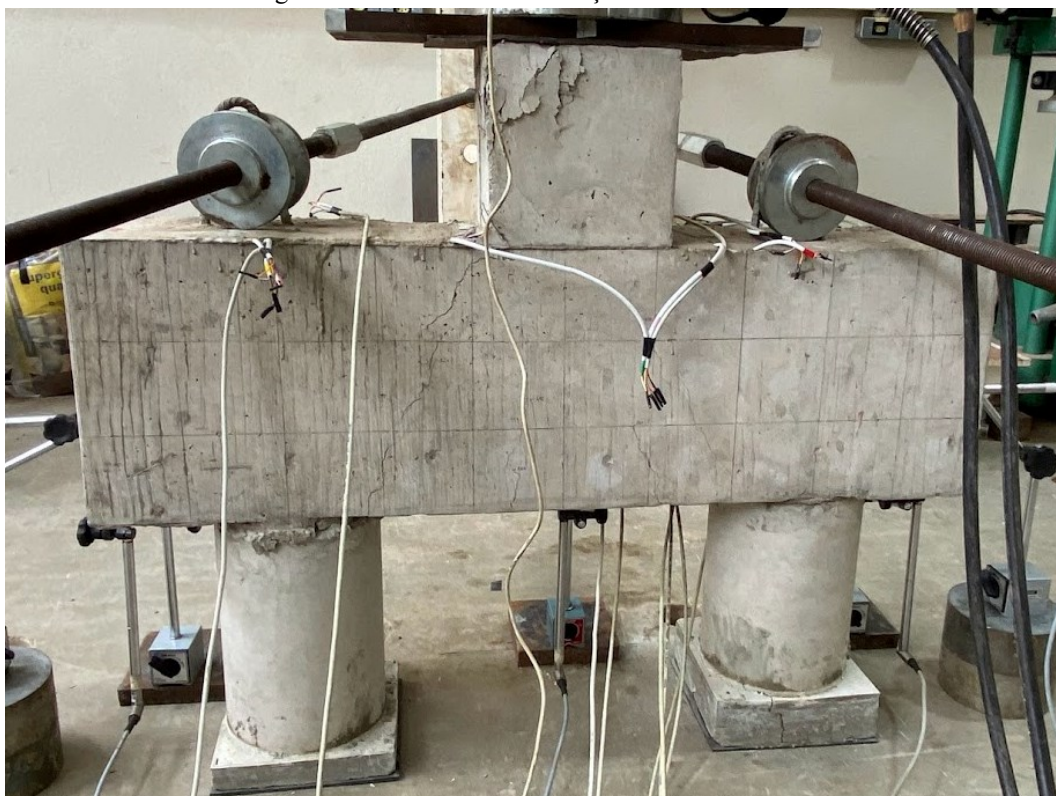
Fonte: Autora (2023).

Figura C.9 – Padrão de fissuração bloco BF40A101



Fonte: Autora (2023).

Figura C.10 – Padrão de fissuração bloco BF40A102



Fonte: Autora (2023).

Fonte: Autora (2023).

A large concrete beam specimen is shown, supported by two large cylindrical columns. The beam has a central square column and two side columns. Handwritten markings on the beam indicate dimensions and load points. The markings include "50", "100", "200", "300", "400", "500", "600", "700", "800", "900", "1000", "1100", "1200", "1300", "1400", "1500", "1600", "1700", "1800", "1900", "2000", "2100", "2200", "2300", "2400", "2500", "2600", "2700", "2800", "2900", "3000", "3100", "3200", "3300", "3400", "3500", "3600", "3700", "3800", "3900", "4000", "4100", "4200", "4300", "4400", "4500", "4600", "4700", "4800", "4900", "5000", "5100", "5200", "5300", "5400", "5500", "5600", "5700", "5800", "5900", "6000", "6100", "6200", "6300", "6400", "6500", "6600", "6700", "6800", "6900", "7000", "7100", "7200", "7300", "7400", "7500", "7600", "7700", "7800", "7900", "8000", "8100", "8200", "8300", "8400", "8500", "8600", "8700", "8800", "8900", "9000", "9100", "9200", "9300", "9400", "9500", "9600", "9700", "9800", "9900", "10000". The beam is supported by two large cylindrical columns. The background shows a laboratory setting with various equipment and materials.

Fonte: Autora (2023).

ANEXO D

Os primeiros blocos a serem ensaiados (blocos BF20), não houve medições da abertura de fissura em relação a carga, e para os blocos que apresentaram instabilidade durante o ensaio, a abertura referente aquela carga não foi aferida.

Quadro D.1 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos de referência (REF)

BMA101		BMA102		BMA201		BMA202	
Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura
160	0,05	160	0,10	160	0,20	160	0,05
240	0,10	240	0,25	240	–	240	0,20
320	0,15	320	0,30	320	–	320	0,35
400	0,20	400	0,45	400	–	400	0,40
480	0,25	480	0,50	480	0,45	480	0,60
560	0,35	560	0,60	560	1,40	560	0,70
–	–	–	–	640	2,50	640	0,80

Fonte: Autora (2023).

Quadro D. 2 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos BF20

BF20A101		BF20A102		BF20A201		BF20A202	
Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura
160	–	160	0,10	160	0,1	160	–
240	–	240	0,05	240	0,2	240	–
320	–	320	0,05	320	0,35	320	–
400	–	400	0,70	400	0,4	400	–
480	–	480	0,85	480	0,5	480	–
560	–	560	0,90	560	0,6	560	–
640	–	640	1,10	640	1,00	640	–

Fonte: Autora (2023).

Quadro D. 3 – Abertura de fissura em relação a carga aplicada para os blocos BF40

BF40A101		BF40A102		BF40A201		BF40A202	
Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura	Carga	Fissura
160	–	160	0,05	160	0,05	160	0,05
240	–	240	0,15	240	0,15	240	0,10
320	–	320	0,20	320	0,20	320	0,25
400	–	400	0,30	380	0,70	400	0,25
480	–	480	0,35	–	–	480	0,30
560	–	560	0,40	–	–	560	0,40
640	–	640	0,45	–	–	640	0,50

Fonte: Autora (2023).