

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA**

**ESTUDO DE FIBRAS DE AÇO EM BLOCOS DE CONCRETO PARA A
POSSÍVEL UTILIZAÇÃO EM CARAPAÇA DE MOLHES**

ALESSANDRA VIEIRA MIGLIORINI

Rio Grande, abril de 2011

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE - FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA**

**ESTUDO DE FIBRAS DE AÇO EM BLOCOS DE CONCRETO PARA A
POSSÍVEL UTILIZAÇÃO EM CARAPAÇA DE MOLHES**

ALESSANDRA VIEIRA MIGLIORINI

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: André Tavares da Cunha Guimarães,
Dr. em Engenharia Civil.

Rio Grande, abril de 2011

**ESTUDO DE FIBRAS DE AÇO EM BLOCOS DE CONCRETO PARA A
POSSÍVEL UTILIZAÇÃO NA CARAPAÇA DOS MOLHES DA PRAIA
DO CASSINO - RIO GRANDE/RS**

ALESSANDRA VIEIRA MIGLIORINI

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

tendo sido aprovada em sua forma final pela coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

Prof. Dr. José Antônio Scotti Fontoura
Coordenador do Programa

Banca Examinadora:

Prof. Dr. André Tavares da Cunha Guimarães
Orientador – FURG

Prof^ª. Msc. Bianca Pereira Moreira Ozório
FURG

Prof. Dr. Cezar Augusto Burkert Bastos
FURG

Prof. Dr. Cláudio Renato Rodrigues Dias
FURG

Prof. Dr. Antônio Domingues Figueiredo
USP

Dedico esta conquista e este título à colega e eterna amiga Olga Giovane Ongaratto, que onde quer que esteja, tenha certeza que esta vitória também é NOSSA.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Dr. André Tavares da Cunha Guimarães, pela orientação, dedicação, apoio e pela confiança depositada em meu trabalho.

A Msc^a. Bianca Pereira Moreira Ozório por suas sugestões, correções e dedicação no desenvolvimento desta pesquisa e, acima de tudo, por sua amizade.

Ao colega e Engenheiro Civil Maisson Tasca que, no desenvolver de seu trabalho de conclusão de curso, aderiu a uma parte deste projeto no qual me forneceu segurança, credibilidade, incentivo e total apoio no andamento dos ensaios e análises.

À secretária Nilza Rodrigues pela contínua colaboração, apoio e carinho.

A FURG pelo transporte cedido a Porto Alegre, para realizações de ensaios no Laboratório do LEME – UFRGS e ao professor Dr. Uziel Quinino pela orientação neste laboratório.

A SERVENG, as Fibras STEEL e a Madeireira ZANETTI pelo material cedido para a realização dos ensaios.

Ao Laboratório da Falcão Bauer – WTorre – pela disponibilidade da realização de ensaios.

Aos funcionários da oficina mecânica da FURG pelo material cedido e pelo desenvolvimento dos equipamentos necessários para o andamento desta pesquisa.

À Escola de Engenharia – FURG, em especial ao Celso Mendonça e, ao Engenheiro Celso Pedreira pela disposição e atenção na aquisição de materiais para o possível desenvolvimento deste trabalho.

Aos funcionários do Laboratório de Geotecnia e Concreto, Júlio Oliveira, Aquiles e, aos bolsistas Paula Pinto, Patrícia Priebe e André Ramos, pela ajuda na realização dos trabalhos de campo e laboratório. Aos demais bolsistas também.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pelo auxílio financeiro, sem o qual não seria possível o desenvolvimento desse trabalho.

Aos amigos Engenheiros Civis: João Vitor Godois e em especial a Msc^a. Natália Lemke pelo apoio incondicional, pelas experiências e conhecimentos transmitidos.

A todos os meus familiares e amigos que, de alguma forma, colaboraram com sugestões e críticas.

Aos meus pais, Regina Helena Vieira e Luiz Carlos Migliorini, pela vida, carinho, compreensão, incentivo e paciência nestes anos.

A todos que muito contribuíram, direta ou indiretamente, para esta conquista.

A Deus pela grande força que me deu.

RESUMO

Este trabalho tem como propósito de estudo o possível uso da utilização das fibras de aço em blocos de contenção às ondas marinhas, de modo a influenciar a resistência e durabilidade dos mesmos. Foram analisados em exame visual, os tetrápodes do molhe leste da Barra do Cassino (Rio Grande – RS), nos quais, pode-se verificar sua deterioração através de quebras e desgastes nos recentes 10 anos seguidos após sua instalação. De modo a diminuir custos com reposições, serviços com mão-de-obra e influenciar na durabilidade dos blocos, buscando um aumento da ductibilidade e uma melhora quanto a ações dinâmicas, a adição de fibras de aço no concreto pode ser uma alternativa vantajosa. Para isso, foram estudados três diferentes teores de fibras além do concreto base (referência) com o intuito de verificar as resistências obtidas. Paralelamente aos ensaios de resistência, foram desenvolvidos ao longo dos 24 meses de curso, ensaios de durabilidade com blocos de concreto expostos às intempéries do ambiente marítimo, como também ensaio de imersão e secagem a blocos em solução contendo íons cloreto. Foram realizados ensaios de compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e ensaios de resistência à tração na flexão em corpos de prova cilíndricos e prismáticos de forma analisar o comportamento da resistência de influência das fibras a estes blocos. Com o intento de verificar a energia necessária para fissurar e gerar o colapso em corpos de prova cilíndricos (10 x 80 cm) – estes reforçados por diferentes teores de fibras, ou não – foi desenvolvido um equipamento que simulasse o impacto recebido no cilindro pela batida constante de uma esfera, simulando a batida de um tetrápode contra outro provocada pela ação das ondas. O teor que apresentou melhor desempenho das propriedades mecânicas foi o traço de 90 kg/m³, devido a este ser o mais próximo do volume crítico do concreto analisado, pois com esse teor os ganhos de resistência são significativos quando comparados aos traços com teores menores.

Palavras - Chave: concreto, ambiente marítimo, fibras de aço, resistência e durabilidade.

ABSTRACT

This paper aims to study the possible use of steel fibers in blocks of contention to sea waves, in order to influence at their strength and durability. It was analyzed by visual examination, the tetra pod of the east breakwater of Cassino beach (Rio Grande – RS), in which their deterioration through wear and breaks in the recent 10 consecutive years after its installation were verified. Conductive to reduce replacement costs, services with manpower and influence in the durability of the blocks, seeking an increase in ductility and an improvement in the dynamic action, the addition of fibers of steel in concrete can be an attractive alternative. Aiming that, it was studied three different fiber content besides the base of concrete (reference) targeting an economic viability related to the obtained resistances. Alongside the resistance tests, it has been developed over the 24 months of the course, with durability testing on concrete blocks exposed to the elements of the maritime environment, as well as testing of immersion and drying of blocks in a solution containing chloride ions. In contemplation of this, it was performed axial compression tests, tensile strength by diametrical compression tests and tensile strength in bending specimens used in prismatic and cylindrical specimens in order to analyze the behavior of the strength of influence of the fibers to these blocks. Aiming to verify the energy needed to crack and generate the collapse on the body of cylindrical specimens (10 x 80 cm) – reinforced by different levels of fiber, or not – it was developed a device which simulates the received impact on a cylinder by the steady beat of a sphere, simulating the tetra pods impacts against each other caused by the wave action. The content that has presented the best performance of the mechanical properties was the print of 90 kg/m³, due to the aspect that it is closer to the critical volume of concrete analysis, since with this level, the strength gains are significant when compared to traits with lower levels.

Key-words: concrete, marine environment, fibers of steel, strength and durability.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	14
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	15
LISTA DE TABELAS	16
LISTA DE FIGURAS	17
1. INTRODUÇÃO	23
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
1.2 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA	24
1.3 PESQUISADORES E CENTROS DE PESQUISAS ATUANTES NO TEMA	24
1.4 OBJETIVOS	25
1.4.1 Objetivo Geral	25
1.4.2 Objetivo Específico	26
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO	26
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1 ESTRUTURA DO MOLHE	28
2.2 BLOCOS DE CONCRETO	29
2.3 O TETRÁPODE	30
2.4 AMBIENTE MARÍTIMO	31
2.5 PATOLOGIAS E RECUPERAÇÃO	32
2.6 ESTUDO DE CASO: MOLHE LESTE DO CANAL DO PORTO DE RIO GRANDE	33
2.6.1 Os Molhes.....	35
2.6.1.1 Recuperação dos molhes	36
2.6.1.2 Ambiente dos molhes	37
2.6.1.3 Prolongamento dos molhes e aprofundamento do canal	38
2.6.2 Tetrápodes do Molhe Leste da Praia do Cassino	40
2.6.3 Situação dos Blocos	43
2.6.3.1 Talude oeste	44

2.6.3.2 Talude leste	45
2.6.3.3 Cabeço do molhe	46
2.6.4 Análise da Situação dos Blocos	47
2.7 REGIME DE ONDAS	48
2.8 CONTRIBUIÇÃO PARA MELHORIA DO DESEMPENHO DOS BLOCOS	50
2.9 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	50
2.9.1 Estudo do Concreto	51
2.9.1.1 Materiais constituintes	51
2.9.1.2 Fatores que influenciam nas propriedades do concreto.....	54
2.9.1.3 Propriedades do concreto no estado fresco	54
2.9.1.3.1 Consistência	54
2.9.1.3.2 Plasticidade	54
2.9.1.3.3 Trabalhabilidade	55
2.9.1.3.4 Ensaios do concreto no estado fresco	55
2.9.1.4 Propriedades do concreto endurecido	56
2.9.1.4.1 Resistência mecânica do concreto	56
2.9.1.4.2 Durabilidade e permeabilidade	56
2.9.1.4.3 Ensaios de resistência do concreto endurecido	56
2.9.2 Concreto com Fibras	57
2.9.3 Estudo da Fibra de Aço	61
2.9.3.1 Características da fibra de aço	63
2.9.3.2 Propriedades da fibra de aço	64
2.9.3.2.1 Diâmetro equivalente	66
2.9.3.2.2 Volume crítico	68
2.9.3.2.3 Comprimento crítico	69
2.9.3.3 Interface fibra-matriz	70
2.9.3.4 Iteração fibra-matriz do concreto	71
2.9.4 Propriedades do CRFA	74
2.9.4.1 Compatibilidade dimensional com agregados graúdos	75
2.9.4.2 Trabalhabilidade	76
2.9.4.3 Quantidade de fibras	80
2.9.4.4 Durabilidade	81
2.9.4.5 Tenacidade	82

2.9.4.6 Comportamento à compressão	83
2.9.4.7 Comportamento à tração na flexão	83
2.9.4.8 Resistência ao impacto	84
2.9.4.9 Resistência ao cisalhamento	85
2.9.5 Principais Aplicações	86
2.9.6 A Normalização Brasileira	86
2.9.6.1 Termos e definições	87
2.9.6.2 Classificação das fibras de aço segundo a NBR 15530 (ABNT, 2007)	87
2.9.6.3 Requisitos e tolerâncias para as fibras de aço	89
2.9.6.3.1 Quanto à tolerância dimensional	89
2.9.6.3.2 Quanto à resistência ao dobramento	90
2.9.6.3.3 Dimensões	90
2.9.6.3.4 Verificação de defeitos	90
2.9.6.4 Aceitação e rejeição de lotes	91
2.9.7 Vantagens e Desvantagens da Adição de Fibras	91
2.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO	92
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	93
3.1 METODOLOGIA	93
3.2 PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DOS MATERIAIS	94
3.2.1 Cimento	94
3.2.1.1 Módulo de finura	94
3.2.1.2 Pasta de consistência normal	95
3.2.1.3 Tempo de pega	96
3.2.1.4 Densidade	98
3.2.1.5 Resistência à compressão	99
3.2.2 Agregados	101
3.2.2.1 Agregado miúdo	102
3.2.2.1.1 Granulometria	102
3.2.2.1.2 Massa específica	103
3.2.2.1.3 Massa específica aparente	104
3.2.2.1.4 Impurezas orgânicas	104
3.2.2.2 Agregado graúdo	106

3.2.2.2.1 Granulometria	106
3.2.2.2.2 Massa específica	107
3.2.2.2.3 Massa específica aparente	108
3.2.2.2.4 Material pulverulento	108
3.2.3 Fibras de Aço	109
3.2.4 Aditivo Plastificante	109
3.2.5 Sal Cloreto (NaCl)	110
3.2.6 Água de Amassamento	111
3.3 ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS DO CONCRETO	111
3.3.1 Ensaio de Compressão Axial (ABNT, 1994 – a)	111
3.3.2 Ensaio de Tração por Compressão Diametral (ABNT, 1994 – b)	112
3.3.3 Ensaio de Tração na Flexão (ABNT, 1991– c)	113
3.3.4 Ensaio de Resistência ao Impacto	115
3.4 DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS	116
3.4.1 Concretagens	116
3.4.2 Confeção dos CP's Cilíndricos e Prismáticos	117
3.4.2.1 Adensamento manual com haste	118
3.4.2.2 Adensamento por vibração externa	118
3.4.3 “Slump Test”	120
3.4.4 Peso Específico do Concreto Fresco	121
3.4.5 Resumo das Características do Concreto nas Betonadas	122
3.5 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	122
3.5.1 Ensaio de Durabilidade	122
3.5.1.1 Caracterização do material	123
3.5.1.1.1 Cimento	123
3.5.1.1.2 Areia	125
3.5.1.1.3 Brita	126
3.5.1.1.4 Fibra	127
3.5.1.2 Concretagem, moldagem e cura (Lote “A”)	128
3.5.1.3 Ensaio de exposição à intempéries	129
3.5.1.4 Ensaio de “molhagem e secagem”	130
3.5.1.5 Ensaio de tração na flexão para durabilidade	130
3.5.2 Ensaios de Resistência	131

3.5.2.1 Caracterização do material	132
3.5.2.1.1 Cimento	132
3.5.2.1.2 Areia	133
3.5.2.1.3 Brita	134
3.5.2.1.4 Fibra	135
3.5.2.2 Concretagem, moldagem e cura (Lote “B” e Lote “C”)	136
3.5.2.3 Ensaio de resistência à compressão axial, tração por compressão diametral e tração na flexão com diferentes teores de fibras de aço (Lote “B”)	138
3.5.2.4 Ensaio de resistência ao impacto (Lote “B” e “C”)	139
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	143
4.1 ANÁLISES DO ENSAIO DE DURABILIDADE	143
4.1.1 Resultados para Durabilidade do Concreto até 2 Anos de Ensaio	146
4.2 ANÁLISES DAS RESISTÊNCIAS E INFLUÊNCIA DO TEOR DE FIBRA	148
4.2.1 Acréscimo de Resistência na Compressão Axial	149
4.2.2 Acréscimo de Resistência na Tração por Compressão Diametral	151
4.2.3 Acréscimo de Resistência à Tração na Flexão	152
4.2.4 Ganhos Percentuais de Resistências	153
4.2.5 Comparações entre as Resistências	154
4.2.5.1 Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração por compressão diametral	154
4.2.5.2 Relação da resistência à compressão axial com a resistência à tração na flexão	157
4.2.5.3 Relação da resistência à tração por compressão diametral com a resistência à tração na flexão	158
4.2.6 Análise dos Acréscimos de Resistência com o Teor de Fibra de Aço	160
4.2.6.1 Análise do acréscimo de resistência com o teor de fibra de aço aos 28 dias	160
4.2.6.2 Análise do acréscimo de resistência com o teor de fibra de aço aos 120 dias	161
4.2.7 Análise das Resistências em Relação ao Volume Crítico	164
4.2.8 Análise do Ensaio de Impacto	169
4.2.8.1 Comparação da resistência à compressão axial com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra	173
4.2.8.2 Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra	175

4.2.8.3 Comparação da resistência à tração na flexão com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra.....	176
4.3 COMENTÁRIOS	176
5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	178
5.1 CONCLUSÕES	178
5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS	179
6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	180
ANEXO A. Resistências obtidas no ensaio de durabilidade [MPa]	181
ANEXO B. Resistências com diferentes teores de fibras de aço aos 28 dias [MPa]	182
ANEXO C. Resistências com diferentes teores de fibras de aço aos 120 dias [MPa]	183
ANEXO D. Fluxograma de desenvolvimento do ensaio de impacto	184
ANEXO E. Detalhamento dos cálculos de ruptura do ensaio de impacto aos 28 dias	185
ANEXO F. Fluxograma para confiabilidade do ensaio de impacto	187
ANEXO G. Detalhamento dos cálculos de ruptura para confiabilidade do ensaio de impacto aos 28 dias [MPa]	188
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	191

LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	Fator água/cimento
L, l	Comprimento
l_{fc}, l_c	Comprimento crítico
D	Diâmetro
D_e	Diâmetro equivalente
$E_{fissura}$	Energia de fissura
λ	Fator forma, Relação de aspecto ou Relação de esbeltez
g	Gramas
dm^3	Decímetro cúbico
GPa	Giga Pascal
l	Litro
MPa	Mega Pascal
μm	Micro metro
ml	Mililitro
mm	Milímetro
n°	Número
γ_{ap}	Massa específica aparente
γ_{esp}	Peso específico
kg	Quilograma
f_c	Resistência à compressão axial
$f_{t,D}$	Resistência à compressão diametral
f_{ctM}	Resistência à tração na flexão
V_f	Teor de fibras em volume
t	Tonelada
V_{fc}	Volume crítico
σ_{fu}	Tensão última da fibra
f_u	Limite de resistência à tração do aço

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
ACI	American Concrete Institute
CBPO	Companhia Brasileira de Projetos e Obras
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de Aço
CP	Corpo de Prova
CORSAN	Companhia Rio-Grandense de Abastecimento;
DHI	Laboratório Dinamarquês de Pesquisas Hidráulicas
GPS	Global Positioning System
INPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas do Ministério dos Transportes
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
LVDT	Linear Voltage Differential Transducer
MDF	Medium Density Fiberboard
NBR	Norma Brasileira
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento
ppp	Partes por milhão
PVC	Poli Cloreto de Vinila
SOGREAH	Sociedade de Estudos e Aplicações Hidráulicas de Grenoble
TCU	Tribunal de Contas da União

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Estatística básica de ondas significativas	48
Tabela 2.2 – Requisitos especificado para as fibras de aço produzidas especificamente para uso em concreto	89
Tabela 3.1 – Série de peneiras	101
Tabela 3.2 – Quantidade mínima de amostra	108
Tabela 3.3 – Características técnicas do aditivo Tec-Mult 440 LF	110
Tabela 3.4 – Número de camadas para moldagem	118
Tabela 3.5 – Características das betonadas	122
Tabela 3.6 – Resultados da caracterização do cimento 1	124
Tabela 3.7 – Resultados da resistência do cimento 1	125
Tabela 3.8 – Análise granulométrica da areia 1	126
Tabela 3.9 – Resultados da caracterização da areia 1	126
Tabela 3.10 – Análise granulométrica da brita 1	127
Tabela 3.11 – Resultados da caracterização da brita 1	127
Tabela 3.12 – Resultados da caracterização do cimento 2	132
Tabela 3.13 – Resultados da resistência do cimento 2	133
Tabela 3.14 – Análise granulométrica da areia 2	134
Tabela 3.15 – Resultados da caracterização da areia 2	134
Tabela 3.16 – Análise granulométrica da brita 2	135
Tabela 3.17 – Resultados da caracterização da brita 2	135
Tabela 3.18 – Quantidades de materiais utilizados nas concretagens	136
Tabela 3.19 – Resultados do Slump Test para ensaio de resistência	136
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de compressão axial	150
Tabela 4.2 – resultados dos ensaios de compressão diametral	151
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de tração na flexão	152
Tabela 4.4 – Ganhos de resistência x Teor de fibra de aço aos 28 dias	161
Tabela 4.5 – Ganhos de resistência x Teor de fibra de aço aos 120 dias	163
Tabela 4.6 – Ensaios de resistência ao impacto	170
Tabela 4.7 – Média dos resultados do ensaio de impacto aos 120 dias	171
Tabela 4.8 – Média dos resultados do ensaio de impacto aos 28 dias	172

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Seção transversal das camadas de molhe	28
Figura 2.2 – Blocos em sua função de proteção às ondas	29
Figura 2.3 – Geometria do tetrápode	30
Figura 2.4 – Porto de Rio Grande	33
Figura 2.5 – Localização do Porto de Rio Grande	34
Figura 2.6 – Molhes da barra de Rio Grande	35
Figura 2.7 – Molhe leste pertencente à São José do Norte	36
Figura 2.8 – Leões marinhos sobre os tetrápodes	37
Figura 2.9 (a) – Molhe oeste – vagonetas	37
Figura 2.9 (b) – Molhe oeste – pescadores	37
Figura 2.10 – Prolongamento dos molhes da barra	38
Figura 2.11 – Instalação dos tetrápodes no molhe leste	40
Figura 2.12 – Vibração durante a concretagem	41
Figura 2.13 – Desfôrma	41
Figura 2.14 – Tetrápodes de 8 toneladas sendo içado	41
Figura 2.15 – Tetrápode em processo de cura úmida	42
Figura 2.16 – Tetrápode em condição de transporte	42
Figura 2.17 – Estocagem dos tetrápodes	42
Figura 2.18 – Processo de alinhamento	42
Figura 2.19 – Posicionamento dos tetrápodes	43
Figura 2.20 – Caminhos de bolhas de ar	43
Figura 2.21 – Fissuras junto à barra de aço	43
Figura 2.22 – Fraturamento encontrado na junção das “pernas”	44
Figura 2.23 – Blocos expostos ao mar	45
Figura 2.24 – Blocos rachados interligados e sem pedras	45
Figura 2.25 – Blocos rachados com pedras e limo	46
Figura 2.26 – Blocos arredondados encontrados no cabeço do molhe	46
Figura 2.27 – Distribuição das ondas significativas em relação ao cabeço do molhe leste	49
Figura 2.28 – Componentes do concreto	51
Figura 2.29 – Esquema de concentrações de tensões	58
Figura 2.30 – Atuação das fibras no compósito	59

Figura 2.31 – Curva tensão de tração x deformação	60
Figura 2.32 – Solução com fibras para reforço de concreto	62
Figura 2.33 – Características do CRFA	63
Figura 2.34 – Exemplo de fibra metálica com ancoragem nas extremidades	65
Figura 2.35 – Conceituação do fator de forma da fibra	65
Figura 2.36 – Diferentes formas de fibras metálicas	65
Figura 2.37 – Exemplos de fibras de diferentes formas	66
Figura 2.38 – Compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico	68
Figura 2.39 – Possíveis distribuições da tensão ao longo da fibra em função do comprimento crítico	69
Figura 2.40 – Interface fibra-matriz	70
Figura 2.41 – Arrancamento da fibra de aço	71
Figura 2.42 (a) – Fibra frágil	73
Figura 2.42 (b) – Fibra dúctil	73
Figura 2.43 – Comportamento à compressão do CRFA	74
Figura 2.44 (a) – Situação demonstrando a incompatibilidade entre fibras e agregado graúdo	75
Figura 2.44 (b) – Compatibilidade dimensional entre as fibras e o agregado graúdo	75
Figura 2.45 (a) – Fibras de aço longas	76
Figura 2.45 (b) – Fibras de aço curtas	76
Figura 2.46 – Ensaio de tronco de cone	77
Figura 2.47 – Ensaio de cone invertido	77
Figura 2.48 – Equipamento para ensaio VeBe	78
Figura 2.49 – Efeito do fator de forma e do volume das fibras de aço na consistência de argamassa	79
Figura 2.50 – Efeito do volume do agregado na consistência dos compósitos	79
Figura 2.51 – Ouriço formado por fibras de aço mal misturadas ao concreto	80
Figura 2.52 – Comportamento elástico e elastoplástico ideal de um compósito na flexão e as respectivas distribuições de tensão e deformação	84
Figura 2.53 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço do concreto	88
Figura 2.54 (a) – Fibras sem ancoragem	90
Figura 2.54 (b) – Fibras emendadas pelo topo	90

Figura 3.1 – Aparelho de Vicat	96
Figura 3.2 – Ensaio de densidade do cimento	98
Figura 3.3 – Corpos de prova imersos no tanque com água e cal	100
Figura 3.4 – Capeamento dos corpos de prova	100
Figura 3.5 – Ensaio de determinação da massa específica para agregado miúdo	103
Figura 3.6 – Massa específica aparente da areia	104
Figura 3.7 – Mistura com areia e mistura com solução padrão	105
Figura 3.8 – Peneiras no agitador para granulometria da brita	106
Figura 3.9 – Frasco de água sendo rasado de modo a não obter bolhas	107
Figura 3.10 – Adição de aditivo plastificante ao concreto	110
Figura 3.11 – Sal iodado e refinado utilizado nos ensaios	111
Figura 3.12 – Disposição do corpo de prova	113
Figura 3.13 – Esquema da realização do ensaio de flexão e quatro pontos em vigas	114
Figura 3.14 – Caso de ruptura fora do terço médio	115
Figura 3.15 – Inserção das fibras de aço ao concreto	117
Figura 3.16 – Adensamento de vibração mecânica externa	119
Figura 3.17 – Medida do abatimento	120
Figura 3.18 – Peso específico do concreto fresco	121
Figura 3.19 – Exposição natural do concreto com fibras de aço	123
Figura 3.20 – Ensaio de resistência à compressão	124
Figura 3.21 – Fibras de aço utilizadas no ensaio de durabilidade	128
Figura 3.22 (a) – Confecção dos corpos de prova cilíndricos	129
Figura 3.22 (b) – Confecção dos corpos de prova prismáticos	129
Figura 3.23 – Estocagem dos corpos de prova expostos a intempéries	129
Figura 3.24 (a) – CP’s em processo de molhagem para os ensaios de verificação da resistência à compressão axial	130
Figura 3.24 (b) – CP’s em processo de molhagem para os ensaios de verificação da resistência à compressão diametral	130
Figura 3.24 (c) – CP’s em processo de molhagem para os ensaios de verificação da resistência à tração na flexão	130
Figura 3.25 – Sistema “yoke” montado no corpo de prova para ensaio de tração na flexão	131
Figura 3.26 – Condições de cura úmida dos CP’s	138

Figura 3.27 – Corpo de prova submetido aos ensaios de tração na flexão	139
Figura 3.28 – Corpo de prova de concreto no equipamento de ensaio de queda de esfera	140
Figura 3.29 – Fissura com abertura de 1 mm	141
Figura 3.30 – Fluxograma de desenvolvimento do ensaio de impacto (Lote “B”)	141
Figura 3.31 – Fluxograma para confiabilidade do ensaio de impacto (Lote “C”)	142
Figura 4.1 – Manchas superficiais no concreto após dois anos de ensaio	143
Figura 4.2 – Ensaio de tração por compressão diametral para durabilidade	144
Figura 4.3 – Interior dos blocos do ensaio de molhagem e secagem	144
Figura 4.4 – Situação dos blocos expostos por dois anos a condições climáticas variadas	145
Figura 4.5 – Resistências comparativas das betonadas 1 e 3 para durabilidade aos 90 dias	146
Figura 4.6 – Resistências comparativas das betonadas 1 e 3 para durabilidade aos 730 dias	146
Figura 4.7 – Resistências comparativas das betonadas 1 e 2 para durabilidade aos 730 dias	147
Figura 4.8 – Resistências aos 365 e 730 dias da betonada 2	148
Figura 4.9 (a) – Ruptura do corpo de prova com fibra	149
Figura 4.9 (b) – Ruptura do corpo de prova sem fibra de aço	149
Figura 4.10 – Gráfico dos resultados do ensaio de compressão axial	150
Figura 4.11 – Gráfico dos resultados do ensaio de compressão diametral	151
Figura 4.12 – Gráfico dos resultados do ensaio de tração na flexão	152
Figura 4.13 – Gráfico dos ganhos de resistência nos ensaios aos 28 dias	153
Figura 4.14 – Gráfico dos ganhos de resistência nos ensaios aos 120 dias	153
Figura 4.15 – Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração por compressão diametral aos 28 dias	154
Figura 4.16 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial com a tração diametral aos 28 dias	155
Figura 4.17 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 28 dias	155
Figura 4.18 – Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração por compressão diametral aos 120 dias	156
Figura 4.19 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial com a tração por compressão diametral aos 120 dias	156

Figura 4.20 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias	157
Figura 4.21 – Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração na flexão aos 120 dias	157
Figura 4.22 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial e a tração na flexão aos 120 dias	158
Figura 4.23 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias	158
Figura 4.24 – Comparação entre as resistências à tração por compressão diametral e à tração na flexão aos 120 dias	159
Figura 4.25 – Gráfico relacionando a resistência à tração por compressão diametral com a resistência à tração na flexão aos 120 dias	159
Figura 4.26 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias	160
Figura 4.27 – Gráfico da resistência na compressão axial com o teor de fibras aos 28 dias	161
Figura 4.28 – Gráfico de resistência na tração por compressão diametral com o teor de fibras aos 28 dias	161
Figura 4.29 – Gráfico de resistência na compressão axial com o teor de fibras aos 120 dias	162
Figura 4.30 – Gráfico de resistência na tração por compressão diametral com o teor de fibra aos 120 dias	162
Figura 4.31 – Gráfico de resistência na tração na flexão com o teor de fibra aos 120 dias	163
Figura 4.32 – Resistências referentes ao ensaio de compressão axial aos 28 dias	164
Figura 4.33 – Resistências referentes ao ensaio de tração por compressão diametral aos 28 dias	165
Figura 4.34 – Resistências referentes ao ensaio de compressão axial aos 120 dias	166
Figura 4.35 – Resistências referentes ao ensaio de tração por compressão diametral aos 120 dias	167
Figura 4.36 – Resistências referente ao ensaio de tração na flexão aos 120 dias	168
Figura 4.37 – Ganho de resistência segundo teor de fibra próximo ao V_{cf}	168
Figura 4.38 – Ganho de resistência nas idades de 28 e 120 dias	169
Figura 4.39 – Média das energias obtidas no ensaio de impacto aos 120 dias	171

Figura 4.40 – Média das energias obtidas no ensaio de impacto aos 28 dias	172
Figura 4.41 – Comparação da resistência à compressão axial com a $E_{fissura}$ aos 28 dias em relação ao consumo de fibra	174
Figura 4.42 – Comparação da resistência à compressão axial para a $E_{fissura}$ aos 120 dias em relação ao consumo de fibra	174
Figura 4.43 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a $E_{fissura}$ aos 28 dias em relação ao consumo de fibra	175
Figura 4.44 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a $E_{fissura}$ aos 120 dias	175
Figura 4.45 – Comparação da resistência à tração na flexão com a $E_{fissura}$ aos 120 dias em relação ao consumo de fibra	176

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O transporte marítimo necessita, cada vez mais, de portos com capacidade e com características técnicas específicas, como por exemplo: áreas onde a agitação do mar seja reduzida, para que sejam possíveis as operações de acostagem, carga e descarga de navios.

Todavia, percebe-se que com a inexistência de zonas naturalmente abrigadas das desarmonias marítimas, houve a necessidade de se construírem áreas artificiais que possibilitasse o escoamento das mercadorias. Devido a esse fato, veio à tona o surgimento de estruturas capazes de frear a agitação das águas.

Bem lecionado por PITA, 1986: “... quebra-mar é qualquer obstáculo à propagação normal de ondas de gravidade geradas pelo vento sobre uma superfície de água’. E, são chamados de “molhes” os quebra-mares cujo paramento interior é parcial ou totalmente utilizado em operações de carga e descarga de navios, ou simplesmente quando tem função de guia de correntes (PITA, 1986).

Atualmente existem vários tipos de quebra-mares artificiais (resultado da ação do homem) e, essa evolução tem permitido melhorar ainda mais as estruturas já existentes devido à substituição dos enrocamentos de pedras por blocos de concreto.

Os tipos de ondas que atuam diretamente sobre um quebra-mar podem ser provenientes da: agitação marítima, marés, correntes, sismos ou tsunamis e, os blocos devem estar devidamente preparados e serem resistentes o suficiente para enfrentarem todo o tipo de adversidade marinha.

Com o aparecimento do “tetrápode” na década de 1950, iniciou-se o lançamento dos blocos artificiais de concreto no mercado, o que conquistou sua utilização no mundo todo, tornando-se num grande sucesso comercial (PITA, 1986).

A durabilidade destes tipos de blocos é a principal matéria abordada nesta dissertação, através de ensaios, buscando o aumento de sua resistência e tenacidade no ambiente marítimo.

1.2 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

Nesta dissertação de mestrado, foram estudados em especial os molhes da praia do Cassino, na cidade de Rio Grande / RS, destacando-se os aspectos referentes à durabilidade e estabilidade dos blocos de concreto deste local.

Devido às dificuldades na instalação, os altos custos com transporte de pedras de maior tamanho, houve a necessidade de se fabricar blocos de concreto para inserir ao molhe, de modo a tornar mais rápida a execução e fornecer uma maior estabilidade a estrutura.

Os blocos de concreto (tetrápodes) instalados há 10 anos na carapaça do molhe leste, já apresentam quebras e rachaduras em alguns pontos da carapaça.

Visando diminuir custos com as trocas dos futuros elementos e confecção de novos blocos, este estudo busca elementos que influenciem na durabilidade e resistência dos tetrápodes. Para isso, foi feita uma análise do uso da fibra de aço em blocos de concreto expostos ao ambiente marítimo.

Mesmo sabendo que estas estruturas de concreto estão fortemente sujeitas a ação dos íons cloreto quando expostas à atmosfera marinha, haja visto que os íons podem se deslocar entre os poros do concreto, gerando o início do processo de corrosão (SANTOS, et al., 2009) quando em contato com as fibras de aço, acredita-se ainda ser a solução mais adequada.

Para isso, foi também analisada a ação da corrosão nas fibras e se estas serão absorvidas pelos blocos ou não, podendo levar a ruptura do elemento em questão.

“Como as obras portuárias normalmente são de grandes proporções, pode-se evitar grandes custos não planejados na medida em que aumente o conhecimento dos mecanismos de deterioração destas obras”, relatou GUIMARÃES (2000) em estudo realizado.

1.3 PESQUISADORES E CENTROS DE PESQUISAS ATUANTES NO TEMA

Diversos pesquisadores internacionais realizam pesquisas na área de blocos utilizados como barreiras às ondas marinhas, entre eles Ruth LEMOS e Conceição Juana FORTES do LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa / Portugal, Leopoldo FRANCO da University of Roma / Itália, entre outros.

Na extensa revisão da bibliografia, organizada durante o desenvolvimento deste trabalho, observa-se que no Brasil, há muitos estudos referentes à avaliação do desempenho do concreto reforçados com fibras de aço nos mais diversos ambientes.

Destaca-se em especial aos pesquisadores Prof. Dr. Antônio Domingues FIGUEIREDO (FIGUEIREDO, 2000) da Escola Politécnica de São Paulo – USP, a Prof^a. Dr^a. Giovanna Patrícia GAVA (GAVA, 2006) da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC e o Prof. Msc. Uziel Cavalcanti de Medeiros QUININO (VIECELLI, et al., 2007 e RODRIGUES, et al., 2006) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

Representantes do estudo de “Análises das Fibras de Aço”, na Universidade Federal do Rio Grande – FURG tem-se Fábio Costa Magalhães (MAGALHÃES, 2009) com sua dissertação de Mestrado e Maisson Tasca (TASCA, 2009) com trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil.

Marcelo Francisco Ramos, Newton de Oliveira Pinto Júnior, Bruno Luiz Marson Franco (RAMOS, et al., 2007), Ana Paula Fugii, Jorge Luís Akasaki, Flávio Moreira Salles (FUGGI, et al., 2007), Sérgio Luís de Oliveira (OLIVEIRA, 2007), Luís Roberto Prudêncio Júnior, Washington Luiz Alves da Silva Júnior, Thiago Spilere PIERI (GAVA, et al., 2007), Arlam Carneiro Silva Júnior, Andrea Prado Abreu Reis, Fabiano Cravo (SILVA JÚNIOR, et al., s/ ano), Estela Oliari Garcez (GARCEZ, 2005), João Bento de Hanai (HANAI, 2008), Karla Peitl Miller (MILLER, 2008) Sérgio Luis de Oliveira (OLIVEIRA, 2005) também estudaram este tipo de fibra nas mais diversas situações.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo Geral

Esta dissertação busca alternativa, tendo em vista a pouca durabilidade dos blocos de concreto inseridos em carapaça de molhe, através de análise da inserção da fibra de aço na massa. Essa avaliação prevê um aumento na resistência desses materiais, diminuindo, assim custos e serviços de reparos e mão-de-obra.

Alguns métodos de ensaio são realizados com o intuito de observar e avaliar os benefícios e desempenhos do uso da fibra de aço, quando inseridas ao concreto.

Em especial, estudando o molhe leste do Porto de Rio Grande, tem-se também como objetivo fazer um levantamento das principais patologias existentes nos tetrápodes, desta complexa estrutura.

1.4.2 Objetivo Específico

A presença de sais marinhos nas regiões no entorno do mar é fonte de degradação das estruturas de concreto armado, devido ao processo de corrosão desencadeado pela presença dos íons cloreto. Com isso, o estudo apresentado vem analisar a durabilidade e o efeito da fibra de aço no ambiente marítimo, apresentando uma comparação entre suas resistências ao longo dos 24 meses de estudo em blocos de concreto submetidos a intempéries, além de ensaios de molhagem e secagem semanais em corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos inseridos em água com cloreto de sódio.

Os corpos de prova utilizados para a análise do concreto reforçado com fibras de aço foram submetidos à ensaios de compressão axial, tração por compressão diametral e tração na flexão.

Também se analisará a resistência em blocos de concreto com três diferentes teores de fibras: 30, 60 e 90 quilogramas de fibras de aço por metro cúbico de concreto, denominados F30, F60 e F90, além do concreto referência (R), ou seja, sem fibras.

Para analisar a tenacidade em cilindros de concreto maciço (de 100 mm de diâmetro por 80 cm de altura) desenvolveu-se um equipamento de impacto, onde se obteve a energia necessária até o surgimento da primeira fissura (1 mm) e o colapso total da estrutura.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho, além deste capítulo introdutório, é composto por mais cinco capítulos.

O Capítulo 2 apresenta os principais pontos adquiridos na revisão bibliográfica. Este traz uma definição e um histórico do “tetrápode”, além da recuperação e ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande, localizado no canal de acesso ao estuário da Lagoa dos Patos com o Oceano Atlântico. Cita-se também a situação de alguns blocos analisados neste local após 10 anos de sua instalação. De modo a influenciar na durabilidade dos blocos de concreto (tetrápodes), foram estudadas as propriedades e as características do concreto reforçado com fibras de aço, para uma possível utilização nos mesmos. São apresentados conceitos quanto aos tipos de concreto, preparação, transporte, adensamento e cura, além do comportamento das resistências nos seus principais ensaios. São também apresentadas as principais aplicações do concreto reforçado com fibras de aço e a normalização brasileira.

O capítulo 3 refere-se ao programa experimental propriamente dito. Este fornece a metodologia utilizada e a descrição dos experimentos: tanto físicos como mecânicos, quanto a durabilidade, resistência e a viabilidade econômica. São relatados os ensaios físicos e químicos de caracterização dos materiais utilizados, além da descrição dos procedimentos realizados.

O capítulo 4 apresenta e analisa os resultados obtidos nos ensaios citados no capítulo 3, bem como apresentações de gráficos e comparações. Este capítulo permite avaliar quantitativa e qualitativamente as propriedades de resistência do concreto reforçado com fibras de aço.

No Capítulo 5, são descritas conclusões e considerações finais, no qual se ressalta a importância de considerar a ação dos íons cloreto nas estruturas de concreto.

O capítulo 6, para finalizar este projeto, apresenta algumas sugestões de trabalhos a serem realizados, com a finalidade de aprofundar ainda mais o estudo em questão.

Ao final deste documento, encontram-se as referências bibliográficas utilizadas para a construção deste trabalho, além dos anexos com os resultados experimentais dos ensaios de durabilidade, resistência (com diferentes teores de fibras) e impacto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURA DE MOLHE

A composição do molhe dá-se pela sequência de núcleo, berma e carapaça (Figura 2.1) e, é executada em função de aspectos econômicos (custo de transporte e aproveitamento da pedra) e do ataque das ondas, podendo ser em pedras, misto composto por pedras e blocos de concreto, ou somente com blocos.

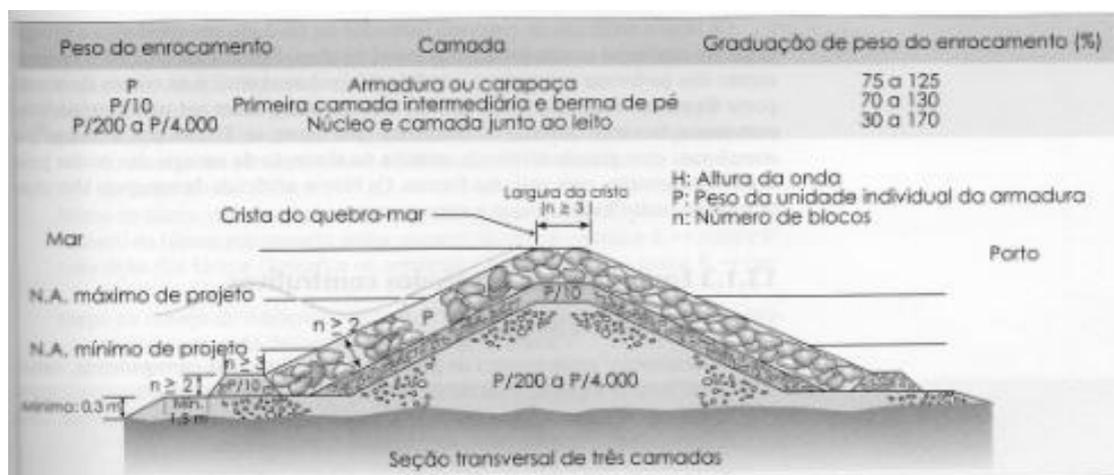


Fig. 2.1 – Seção transversal das camadas de molhes (ALFREDINI, 2005).

A carapaça tem a função principal de distribuir a energia das ondas, protegendo o corpo do molhe que recebe a ação direta do mar. Para isso, deve assegurar certa dissipação da energia, transmitir esforços, ser estável e proteger o núcleo. Seu revestimento deve responder às diversas exigências técnicas e econômicas, que podem ser resumidas como (PITA, 1986):

- assegurar a dissipação da energia, sem deixar passar ondas ou escoamentos susceptíveis de deteriorar a crista, os taludes ou o núcleo da obra;
- permitir a realização de taludes em tal inclinação que reduza o volume da obra, por conseguinte, o seu peso;
- ser estável, não somente como um todo, mas, ainda, em cada um dos seus elementos constituintes.

A carapaça deverá ser construída sem grandes vazios ou pontos instáveis, com pedras que apresentem suas faces aproximadamente planas e de modo que a dimensão maior seja o dobro da menor. Em especial, na construção dos molhes, recomenda-se que sejam instaladas individualmente.

2.2 BLOCOS DE CONCRETO

Os blocos de concreto foram projetados para substituir as pedras de maior tamanho em quebra mares e molhes, com inúmeras vantagens, entre as quais o intertravamento entre si, estabilidade na estrutura da carapaça e agilidade nos serviços de lançamento dos mesmos.

Desde o século XIX, a utilização de arranjos de concreto com a finalidade de dissipar e absorver a energia das ondas em molhes e portos de mar tem sido bastante eficaz. Os blocos são simplesmente justapostos, encaixados e sobrepostos uns aos outros, formando estruturas mais ou menos regulares e relativamente compactadas ao longo de diques portuários e obras costeiras.



Fig. 2.2 – Blocos em sua função de proteção às ondas (GUIMARÃES, 2005).

Alguns dos blocos mais soltos são movidos pela água que penetra nas vagas alternadas e/ou nos pontos falhos. Assim, com o passar do tempo, o empilhamento vai assentando e tornando-se cada vez mais homogêneo.

2.3 O TETRÁPODE

Em 1950, a Sociedade de Estudos e Aplicações Hidráulicas de Grenoble (SOGREAH), lançou no mercado a sua primeira unidade projetada para proteção de molhes e diques.

Constituído em concreto maciço, o bloco é disposto de um eixo central, no qual são tangentes quatro cones alongados (patas) e arredondados, distribuídos igualmente a 120° no espaço (Figura 2.3).

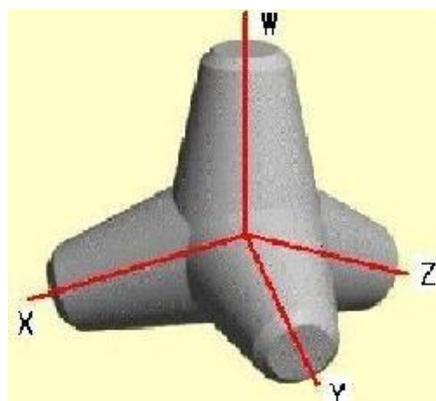


Fig. 2.3 – Geometria do tetrápode (TOUKAKU, 2007).

Estas “patas” facilitam a conexão entre os blocos, tornando a estrutura mais estável. O centro de gravidade do tetrápode encontra-se na união das quatro “patas”, o que dificulta o balanço e o rolamento da carcaça.

Projetado para ser instalado em camada dupla, a utilização destes blocos diminui consideravelmente a energia das ondas e o nível da água que ultrapassa pelos interstícios da estrutura.

O tetrápode é indicado para zonas onde a agitação marítima é mais enérgica e em locais profundos (SOTRAMER, 1960) e, seu uso foi adotado com sucesso em todo o mundo, em especial, no sul da costa brasileira, onde são utilizados: na Barra do Chuí e na Barra do Rio Grande, ambos no estado do Rio Grande do Sul.

Baseado na bibliografia pesquisada, este tipo de bloco é utilizado também nos portos de Torres (RS), Itajaí (SC), Ibituba (SC), Paranaguá (PR) e Caiobá (PR) (ALFREDINI et al., 2005).

2.4 AMBIENTE MARÍTIMO

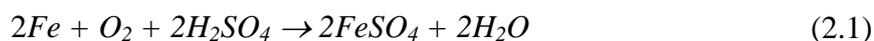
O contato com a água do mar é uma exposição muito agressiva para o concreto, podendo até mesmo ser comparado aos mecanismos de degradação dos ambientes industriais, devido à presença de gás carbônico, íons sulfato, íons cloreto, chuvas ácidas, fuligens, bactérias e fungos. A situação torna-se ainda mais agravante quando esses ambientes marítimos, industriais e densamente urbanizados aparecem combinados (HELENE, 1993). O ambiente marítimo apresenta de 30 a 40 vezes maior velocidade de corrosão em relação ao ambiente com atmosfera rural.

A intensidade do ataque é aumentada conforme a localização da estrutura de concreto (GUIMARÃES, 2000) e obedece a seguinte ordem (HELENE, 1981):

- zona constantemente submersa;
- zona de névoa;
- zona da variação da maré;
- zona de respingo.

Segundo METHA e MONTEIRO (1994), os elementos totalmente submersos em água do mar são menos atacados que os concretos expostos a ciclos constantes de molhagem e secagem. O concreto sujeito a agentes agressivos do ar ou presente na zona de névoa sofrem um ataque de classe intermediária, em relação à zona de variação de maré. MEHTA (1980 *apud* METHA e MONTEIRO (1994)) concluiu que na zona totalmente submersa somente ocorre o ataque químico; na zona atmosférica, ação de congelamento e corrosão da armadura; e, na zona de variação de maré, tem-se todos os tipos de ataques químicos e físicos.

Devido à expansão do aço, consequência dos processos de corrosão, podem ocorrer situações de destacamentos e fissuras ao concreto. Após aberta a fissura, os íons sulfato acabam atacando o aço, gerando o processo de corrosão (ferrugem), conforme apresentado abaixo (HELENE, 1981):



Os íons cloretos podem penetrar pelo concreto até atingir o aço através da sua rede de poros. A medida que o teor de cloretos vai aumentando com o passar do tempo, tem-se uma intensa velocidade de corrosão na armadura (ANDRADE, 1992).

O tetrápode é considerado um “concreto massa”, ou seja, concreto maciço devido à ausência de barras de aço convencionais, atuando na resistência do concreto destes blocos, em constante exposição ao ambiente marítimo. Consideramos essa definição para o caso apresentado mais adiante: o tetrápode utilizado no molhe leste da Barra do Cassino (Rio Grande – RS) no qual apresenta uma alça de aço a fim de facilitar o seu manuseio.

O concreto também pode ser atacado sem estar em contato direto com a água do mar, devido ao ar do ambiente marítimo possuir sais que podem penetrar na pasta de cimento e, quando em contato com estes, o concreto pode sofrer agressão por congelamento, impacto, abrasão da areia transportada pelas ondas e até mesmo agressão do impacto constante destas ao concreto, no qual podem provocar quebras pela fadiga causada nas estruturas.

2.5 PATOLOGIAS E RECUPERAÇÃO

Após a devida instalação, os blocos podem permanecer estáveis por um longo período de tempo. Porém, devido ao ataque químico do mar, à abrasão da areia transportada pela água, o ataque de sulfatos a matriz, reação álcali-agregado no concreto, ou ainda, pelo simples atrito entre os mesmos, tais blocos podem se tornar instáveis.

Sendo decorrente da violência das ondas, desgaste do material, mal intertravamento dos blocos ou desmoronamento do terreno, os blocos podem apresentar fraturas, decepamento ou até mesmo descaracterização da sua forma.

Quando ocorrer algum destes fatos, a peça deve ser substituída, porém isto não é possível sem que ocorra a remoção dos blocos vizinhos, devido ao encaixe simultâneo das “patas” do tetrápode.

Para que a correção aconteça, primeiramente é necessário um estudo de rastreamento e diagnóstico de toda a extensão da estrutura. Descobrendo-se a origem do problema, os reparos são iniciados, evitando a desolidarização da estrutura.

2.6 ESTUDO DE CASO: MOLHE LESTE DO CANAL DE ACESSO DO PORTO DE RIO GRANDE

O Porto da cidade de Rio Grande (Figura 2.4), no estado do Rio Grande do Sul, além de ter uma posição geográfica privilegiada, apresenta espaço suficiente para uma logística disponível nos três modais (ferroviário, rodoviário e hidroviário), tornando o fluxo rápido no escoamento da frota. Suas águas profundas, pequena amplitude de maré e, principalmente, um clima que não prejudique os serviços em qualquer estação do ano, torna este porto um dos mais importantes do país.



Fig. 2.4 – Porto de Rio Grande (NEWS COMEX, 2009).

Há dois séculos, o nome da cidade surgiu quando os navegantes que se deslocavam em direção à Colônia do Sacramento compreenderam a embocadura da Lagoa dos Patos como a foz de um grande rio, nomeando assim: RIO GRANDE (SUPRG, 2009).

Como a Barra era perigosa e instável, em 1846 o Governo Imperial tomou a primeira providência oficial criando a Inspeção da Praticagem da Barra com a intenção de melhorar a segurança da navegação e reduzir o número de acidentes.

Com 93 metros de extensão, o primeiro cais inaugurado foi o Alfândega no ano de 1872 (NENÊ, 2006). A partir deste, o tráfego de embarcações através da Barra cresceu originando um pequeno porto (hoje conhecido por “Porto Velho”).

Devido à contínua agitação das águas na embocadura, as freqüentes mutações do canal e a profundidade insuficiente (raramente ultrapassavam 3,6 metros = 12’) tornando a transposição da barra extremamente perigosa, houve a necessidade da construção de um canal que assegurasse uma navegação viável, de modo a evitar os acidentes marítimos.

O movimento intenso de navios provocou uma constante deposição de areia no fundo do canal. Os registros comprovam 4,40 metros de profundidade no ano de 1800 e, 2,20 metros em 1860.

Com isso, em 1855, o Ten. Cel. Eng. Ricardo Gomes Jardim concluiu que “devem reputar-se inexequíveis, senão mais nocivos do que úteis, quaisquer construção de pedra ou de madeira, no intuito de prolongar o leito do rio ou dar maior força à corrente” (SUPRG, 2009).

O projeto da Barra foi apresentado pelo engenheiro Honório Bicalho, em 1883 (SANTUCCI, 2007) no qual idealizava a construção de dois molhes de pedras e, pouco alterado em 1885 pelo engenheiro holandês Pieter Caland, que propôs a adoção de molhes convergentes (SUPRG, 2009).

Situado a 32 graus 07 minutos e 20 segundos (32°07'20'') de latitude Sul e a 52 graus 05 minutos e 36 segundos (50°05'36'') de longitude Oeste do meridiano de Greenwich. É o porto de mar mais meridional do Brasil, localizado na margem Oeste do Canal do Rio Grande, que é o escoadouro natural de toda a bacia hidrográfica da laguna dos Patos. Os dois molhes ligam os portos fluviais de Porto Alegre e Pelotas com o Oceano Atlântico e sua localização (Figura 2.5) é importante devido à proximidade dos portos do Uruguai e da Argentina e de todos os demais países do Mercosul.



Fig. 2.5 – Localização do Porto de Rio Grande (SUPRG, 2009).

Atualmente, o complexo portuário de Rio Grande é constituído por quatro áreas: Porto Velho, Porto Novo, Superporto e São José do Norte, responsáveis pelo escoamento de grande parte da produção gaúcha em diversos setores, desempenhando um papel fundamental na economia do estado (SANTUCCI, 2007).

2.6.1 Os Molhes

Executados com capital da “Compagnie Française du Port de Rio Grande” e comandado pelo engenheiro Elmer Lawrence Cortheil, os molhes da barra foram erguidos convergentemente entre os anos de 1911 e 1919 (RIO GRANDE, 2007), de forma a propiciar um canal interior com 8 a 9 metros de profundidade, já que a barra permitia que apenas navios de 2 metros de calado pudessem transpô-la (SANTUCCI, 2007), e proteger a navegação da ação das ondas.

A obra, considerada na época tão grandiosa quanto à abertura do canal de Panamá, exigiu o consumo de grane quantidade de rochoso e a contratação de aproximadamente quatro mil pessoas.

Distantes paralelamente 725 metros (NENÊ, 2006), os braços de pedras são dispostos em 3.389.800 toneladas de pedras (HORNES, 2001), no qual foram justapostas com a função de conter a força do mar, tornando-se uma das maiores obras de Engenharia Portuária do mundo.



Fig. 2.6 – Molhes da barra de Rio Grande (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

O molhe oeste situado na praia do Cassino – balneário distrito de Rio Grande – teve 3.160 metros de extensão, enquanto que o molhe leste pertencente ao município de São José do Norte apresentava 4.220 metros.

Os paredões eram constituídos apenas por enrocamentos de pedras de até 10 toneladas, retirados de uma pedreira no município vizinho de Capão do Leão, situado a 90 km do local.

Em ambos os molhes os blocos de pedras foram transportados sobre uma rede ferroviária especialmente construída, no molhe oeste esta foi conservada até 2008 para a exploração do turismo local através de vagonetas.

Passados 80 anos, sem manutenção ou qualquer tipo de conservação – devido ao constante impacto das fortes ondas (características do local), deslocamento de pedras e assoreamento do canal – a obra apresentava um comprometimento que, se não solucionado, impediria a entrada e saída de navios. O molhe leste cedeu em vários pontos e a areia lançada pelas águas do mar invadiu o canal.

2.6.1.1 Recuperação dos molhes

Em toda a sua extensão, o molhe leste apresentava 12 pontos rompidos (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009) e no molhe oeste, mesmo estando mais protegido das fortes ondas, existiam grandes falhas na sua estrutura. Os trilhos e toda a plataforma de concreto estavam em péssimas condições de conservação, comprometendo a segurança dos turistas que visitavam o local.

De 1995 até sua conclusão em fevereiro de 1999, mais de 450 mil toneladas de pedras e 10.200 tetrápodes de oito toneladas cada foram instalados nos últimos 320 metros do cabeço do molhe leste (Figura 2.7), executando um reforço onde a força das águas são maiores, num investimento de 150 milhões de reais pelo governo federal (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).



Fig. 2.7 – Molhe leste pertencente à São José do Norte (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

As obras neste molhe foram acompanhadas por órgãos ambientais já que seu cabeço é um dos dois únicos locais do Brasil de visita e permanência dos penípedes (lobos e leões marinhos), espécie em extinção (RIMA, 1999).

2.6.1.2 Ambiente dos molhes

A preocupação dos órgãos ambientais de que os penípedes não se adaptariam a nova estrutura introduzida à carapaça dos molhes (tetrápodes) não se confirmou. Para a surpresa, os leões e lobos marinhos (Figura 2.8) preferiram os blocos de concreto como habitat preferencial ao contrário das pedras anteriormente utilizadas.

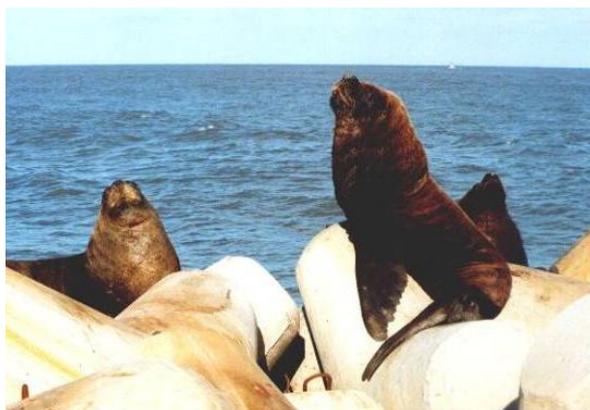


Fig. 2.8 – Leões marinhos sobre os Tetrápodes (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

Os trilhos recolocados na recuperação do molhe oeste continuaram sendo atração turística do município. Trabalhadores exploravam para o seu sustento a infraestrutura deixada na finalização da obra. As vagonetas são operadas sobre os trilhos e movidas a vento por todo o comprimento da plataforma, levando os turistas até o cabeço do molhe oeste (Figura 2.9 – a).

Ambos os molhes são utilizados por pescadores para a sua atividade e lazer, conforme mostrado na Figura 2.9 – b.

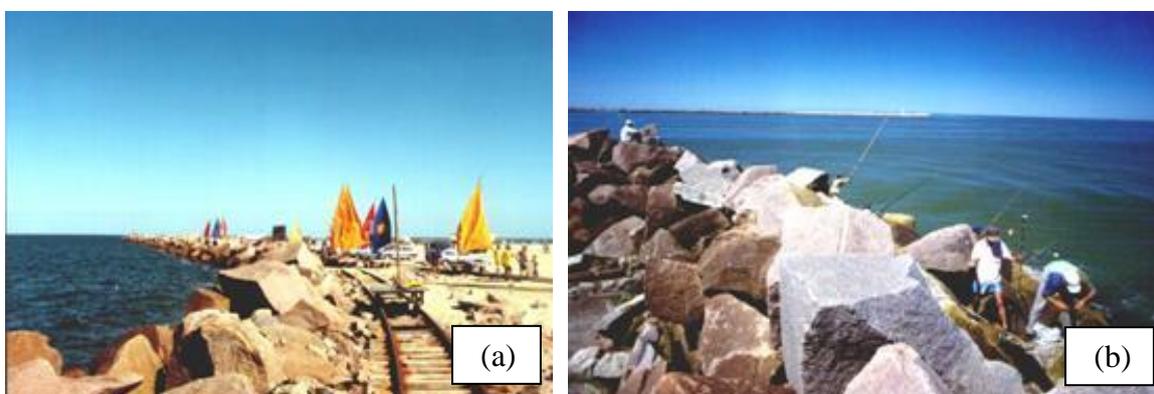


Fig. 2.9 – Molhe oeste (a) vagonetas; (b) pescadores (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

O molhe oeste teve a laje e os trilhos recuperados, mantendo os passeios de vagonetas, importante atração turística local paralisada em 2009 para a obra de ampliação do molhe. Um projeto já foi aprovado em primeira instância no qual prevê a construção de um Complexo Turístico Sustentável no molhe oeste da barra, dispondo de um terminal rodo ferroviário, centro de informações turísticas e ambientais além de restaurante panorâmico e apoio aos vagoneteiros do local (SANTUCCI, 2007).

2.6.1.3 Prolongamento dos molhes e aprofundamento do canal

O desenvolvimento da economia do estado e do município depende do porto de Rio Grande oferecer vantagens de um sítio portuário seguro: águas profundas e amplos espaços físicos para operações de carga e descarga dos navios.

Com o intuito desse desenvolvimento, foi realizado um estudo de alternativas viáveis através do convênio firmado entre o Instituto de Pesquisas do Ministério dos Transportes (INPH) e o Laboratório Dinamarquês de Pesquisas Hidráulicas (DHI) com o objetivo de pesquisar o mais eficiente e adequado projeto, tendo como melhor resultado o prolongamento e o aprofundamento da barra (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

Com o orçamento previsto de R\$ 400 milhões, o molhe Leste (pertencente ao município de São José do Norte) está sendo prolongado em 370 metros (ficando com sua extensão de 4.590 metros). Já o molhe Oeste (pertencente à cidade do Rio Grande) está sendo expandido em 700 metros (resultando em 3.860 metros) (Figura 2.10). Desta forma, o canal de acesso do porto gaúcho terá a sua profundidade aumentada de 40 para 60 pés, ou seja, de 12 para 18 metros (SANTUCCI, 2007).



Fig. 2.10 – Prolongamento dos molhes da barra (DNIT, 2007).

"Todos os investimentos do Governo Federal visam aprofundar o calado do Porto. Isso proporciona um ganho de produtividade excepcional com um custo relativamente baixo, pois, para cada pé (0,3 metros) que aumentamos na profundidade do canal, são duas mil toneladas que podemos carregar a mais em cada navio" (SINDMAR, 2009), afirmou o superintendente do porto de Rio Grande, Vidal Áureo Mendonça.

A obra deve ser feita de forma concomitante, de modo a não alterar significativamente o regime hidráulico e as condições de escoamento do atual canal. Está sendo executada convergentemente, afinando a abertura da barra, provocando, assim, uma maior velocidade de escoamento do sedimento (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009). Por recomendações, para cada 50 metros avançados do molhe leste, deve-se avançar 100 metros do molhe oeste, até atingir os respectivos cabeços nas posições desejadas (RIMA, 1999).

Cerca de 1.500 tetrápodes instalados no cabeço do molhe leste serão reaproveitados e redistribuídos ao longo da mureta interna do mesmo molhe, como também serão adicionados novos blocos de 8 e 12,5 toneladas (RIMA, 1999).

As obras que iniciaram em 2001, e foram paradas no final de 2002 em função de problemas de documentação com o Tribunal de Contas da União (TCU), foram retomadas depois de cinco anos e meio paradas. Em janeiro de 2007, a obra foi retomada emergencialmente, para realizar o assentamento, fixação e proteção das pedras lançadas anteriormente (ZERO HORA, 2008). O mau tempo, os ventos fortes, ondas com mais de dois metros de altura, fortes correntes marítimas, problemas geotécnicos, além da complexidade da obra, dificultaram a sua execução. Até janeiro de 2010 foram lançados 1.216.000 m³ de pedra e 3.390 blocos de concreto, restando a serem lançados 145.000 m³ de pedras e 8.700 tetrápodes (PORTO DE RIO GRANDE, 2011).

Guindastes e escavadeiras do consórcio formado pelas empresas CBPO Engenharia, Pedrasul Construtora, Carioca, Christiani Nielsen Engenharia e Ivaí Engenharia de Obras já encerraram os seus serviços. Desde o final do ano de 2010, as vagonetas estão de volta, garantindo o passeio turístico na companhia de botos, golfinhos e toninhas no percurso de 4,55 km mar à dentro.

Conforme o consórcio, o projeto sempre se destacou pelo ineditismo de muitas atividades desenvolvidas, como é o caso do lançamento marítimo de pedras com “split barge” (barcaça autotransportadora), e o monitoramento geotécnico do subsolo marinho através de telemetria. “A investigação geotécnica do subsolo marinho, metodologia de execução inédita no Brasil, permite o monitoramento dos deslocamentos do leito marinho durante o lançamento de rochas na estrutura, proporcionando a rápida tomada de decisão para

adequação de procedimentos, de forma a garantir o fator de segurança e a correta execução do empreendimento”, explica Mauro Darzê, diretor de Contrato pela Odebrecht (PORTO DE RIO GRANDE, 2011).

2.6.2 Tetrápodes do Molhe Leste da Barra do Cassino

De modo a recuperar o molhe leste da Barra do Rio Grande / RS, entre os anos de 1995 e 1999, foram introduzidos 10.200 tetrápodes de oito toneladas cada pela carapaça externa – na transição para o cabeço e no cabeço do molhe.



Fig. 2.11 – Instalação dos tetrápodes no molhe leste (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).

Executados pela Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO) (RIMA, 1999), os tetrápodes foram fabricados com resistência média de projeto à compressão axial aos 28 dias (f_{ck}) de 32 MPa. A relação a/c foi de aproximadamente 0,50 (DIAS, 1997-1998). Os mesmos foram confeccionados em cimento Serrana, Portland especial para pré-moldados, com teor de C_3A inferior a 8% e, pedra granítica e areia quartzosa como os respectivos agregados.

Na primeira etapa era concretada a metade inferior do bloco, formada pelos três troncos de cone. Após, foi feita a vibração desse concreto em cada um dos troncos (Figura 2.11). Na sequência, a forma foi preenchida, seguindo-se, então, uma nova vibração. De cada caminhão betoneira, foi retirado material para a confecção de três corpos-de-prova para a realização dos respectivos ensaios e todo o controle foi feito na obra pelo Laboratório de Materiais de Construção, atual Laboratório de Geotecnia e Concreto da FURG.

Para permitir a desfôrma (Figura 2.13), o concreto precisou apresentar resistência mínima de 15 MPa em 24 horas após o envase (GUIMARÃES, et al. 2003).



Fig. 2.12 – Vibração durante a concretagem (RIMA, 1999).



Fig. 2.13 – Desfôrma (RIMA, 1999).

Esses elementos possuem 50 cm de diâmetro no topo de cada pata e uma barra de aço de 25,4 mm de diâmetro, dobrada de forma a obter uma alça de duas pernas envolvidas por concreto, afastadas 13 cm, formando um gancho (Figura 2.14) na perna superior do tetrápode (GUIMARÃES, et al. 2003), de modo a agilizar o seu transporte e manuseio.



Fig. 2.14 – Tetrápode de 8 toneladas sendo içado (GUIMARÃES, et al., 2003).

Quando colocadas na área de estoque, as peças passaram por um período de cura úmida (Figura 2.15).

O tetrápode somente podia ser retirado do canteiro de obras e encaminhados para a instalação no molhe leste posteriormente as duas exigências técnicas satisfeitas: atingidos os 28 dias mínimos para a cura e a emissão do laudo confeccionado pelo Laboratório de Materiais de Construção da FURG, comprovando que a peça atingiu a resistência mínima de 26 MPa, de acordo com os ensaios de rompimento dos corpos de prova.



Fig. 2.15 – Tetrápode em processo de cura úmida (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).



Fig. 2.16 – Tetrápode em condição de transporte (RIMA, 1999).

Por recomendação, o piso do pátio de armazenagem dos tetrápodes teve de ser revestido de areia (Figura 2.17), para que pudesse ser moldada à forma dos blocos, de modo a apoiar a parte inferior, evitando assim à tração no concreto antes da cura completa.

Para o controle do alinhamento (Figura 2.18), talude, cotas e arranjo das pedras foram utilizados, além de controle subaquático com GPS, um acompanhamento por mergulhadores durante a execução.



Fig. 2.17 – Estocagem dos tetrápodes (RIO GRANDE VIRTUAL, 2009).



Fig. 2.18 – Processo de alinhamento. (RIMA, 1999).

Os blocos foram colocados em duas camadas sucessivas, conforme apresentado na figura a seguir:

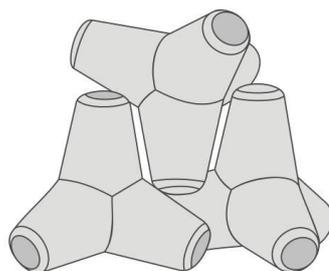


Fig. 2.19 – Posicionamento dos tetrápodes (MIGLIORINI, 2007).

2.6.3 Situação dos Blocos

Em exame visual dos blocos, realizados após cinco anos de uso destes elementos, foi constatado em muitos tetrápodes marcas de caminho de bolhas de ar (Figura 2.20), ocasionadas possivelmente durante a concretagem (GUIMARÃES, et al. 2003). As marcas foram observadas na “perna” do tetrápode que contém a barra de aço e, possivelmente, ocasionadas por estarem posicionadas verticalmente na forma. Mesmo em grande quantidade, estas marcas acabam assemelhando-se muito com fissuras, mas por sua baixa profundidade, não comprometem a estrutura desses elementos.

Próximas à barra de aço foram encontradas fissuras (Figura 2.21): algumas ocasionadas pela retração, pois não passam pela barra, e outras formadas a partir da barra, geradas pela corrosão do aço (GUIMARÃES, et al., 2003).

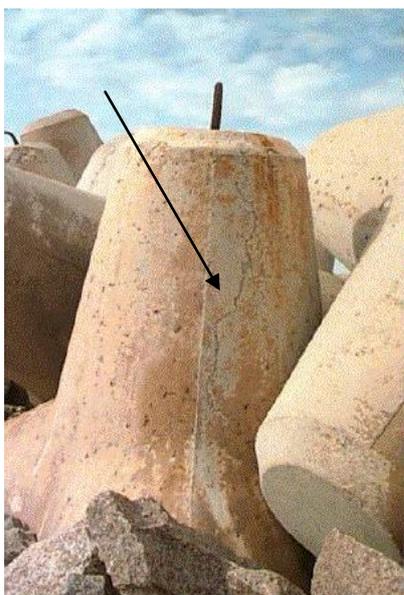


Fig. 2.20 – Caminhos de bolhas de ar.
(GUIMARÃES, et al., 2003).



Fig. 2.21 – Fissuras junto à barra de aço.
(GUIMARÃES, et al., 2003).

Passados quase 10 anos da recuperação do molhe leste e instalação dos tetrápodes junto à carapaça, foram encontrados em exame visual realizado em Jun/2006 um número significativo de blocos quebrados entre outros tantos descaracterizados, gerados possivelmente na acomodação destes, durante o recalque do fundo do mar, e desgastes gerados pelo impacto das ondas (causando fadiga nos blocos) e/ou atrito com a areia carregada por estas.

2.6.3.1 Talude oeste

O lado oeste apresenta-se mais protegido das ondas que a mureta leste, pois está voltado para dentro do canal. Interessante a situação encontrada, pois esse lado do molhe apresentou os blocos mais desalinhados em relação à mureta oposta.

Os blocos encontrados apresentam o fraturamento sempre na junção das “pernas”, independente do seu posicionamento estar localizado entre pedras ou submersos.



Fig. 2.22 – Fraturamento encontrado na junção das “pernas” (MIGLIORINI, 2007).

2.6.3.2 Talude leste

Os blocos estavam em posição bem mais ordenada que do talude oeste, mesmo estando expostas as fortes ondas do mar.



Fig. 2.23 – Blocos expostos ao mar (MIGLIORINI, 2007).

Aproximadamente 35 metros antes do farol, começaram a aparecer pedras entre os tetrapodes e uma leve desarrumação entre eles. Até o farol foram encontradas 10 peças quebradas, sendo três próximas e no meio de pedras e sete delas sem pedras pelos seus interstícios.



Fig. 2.24 – Blocos rachados interligados e sem pedras (MIGLIORINI, 2007).



Fig. 2.25 – Blocos rachados com pedras e limo (MIGLIORINI, 2007).

Quando se têm a ocorrência de pedras próximas ao bloco quebrado, a trinca pode ocorrer pela batida constante da pedra no tetrápode com a ação da onda. No caso da ausência de pedras, e vários blocos próximos deteriorados, este fato pode se dar pela acomodação dos mesmos.

2.6.3.3 Cabeço do molhe

No cabeço do molhe leste, foram encontrados vários blocos arredondados. Muitos destes blocos deixaram de possuir a aparência definida de um tetrápode.

O desgaste natural que originou blocos arredondados certamente foi ocasionado pelas pedras soltas que batem e vão desgastando o material e/ou também, pela ação das ondas constantes, levando esses tetrápodes a ter sua vida útil significadamente reduzida. O caso deste desgaste avançado ocorreu devido ao “desarranjo” causado na ponta do molhe para que pudesse assim ser dada continuidade nas obras de ampliação. Estes estão em demonstração neste trabalho apenas para apresentar um caso de alto desgaste e não visando questionar a instalação dos mesmos.

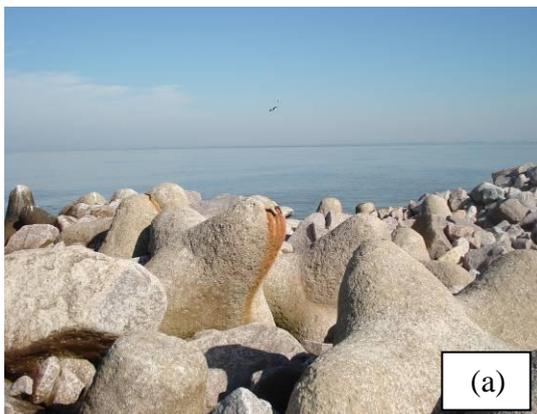




Fig. 2.26 – Blocos arredondados encontrados no cabeço do molhe (MIGLIORINI, 2007).

Um único bloco em todo o exame visual apresentou uma ruptura diferente dos demais, conforme apresentado na figura 2.26 (c). Neste tetrápode foi encontrada uma rachadura inclinada na perna vertical.

2.6.4 Análise da Situação dos Blocos

A avaliação visual do desempenho do tetrápode de concreto revelou, após 10 anos de funcionalidade, um alto comprometimento em alguns blocos.

Salienta-se que, o objetivo desta dissertação não é apresentar as irregularidades dos blocos, e sim buscar metodologias que aumentem a sua durabilidade estrutural.

Acredita-se que as rachaduras encontradas nos tetrápodes podem ser relacionadas a um regime de ondas de intensidade pequena, porém tão frequentes que são capazes de expor os blocos a constantes variações entre esforços de tração e compressão, levando a ruptura brusca do material.

Pesquisas relacionadas aos teores de cloreto encontrados no interior dos tetrápodes (GUIMARÃES, et al., 2003) apresentam a possibilidade da despassivação da barra de aço dos mesmos. Assim, os tetrápodes em processo de secagem e molhagem podem, em idade mais avançada, apresentar um lascamento da peça devido à expansão ocasionada pela corrosão da barra de aço, diminuindo, assim, a vida útil do concreto e a validade da estrutura.

Do ponto de vista da engenharia, medidas devem ser tomadas de modo a aumentar na durabilidade destes blocos. Monitoramentos em longo prazo devem ser feito para maiores análises e estudos.

2.7 REGIME DE ONDAS

A altura significativa de uma onda é dada pela média de 1/3 das ondas mais altas da amostra. Portanto, altura significativa não expressa altura máxima de onda e sim um valor abaixo desta, largamente utilizado para representar as ondas mais importantes que devem ser consideradas em um trabalho de engenharia costeira (TEIXEIRA, 2008).

A tabela a seguir apresenta um regime de ondas significativas sob condições atmosféricas normais medidas a 15 m de profundidade ao largo da desembocadura da Barra do Rio Grande (COLLI, 2000).

Tab. 2.1 – Estatística básica de ondas significativas (COLLI, 2000).

	Altura Significativa [m]	Período Zero-ascendente [s]	Direção Pido Expectral [°]	%
N	-	-	-	-
NE	0	0	0	0
E	1,3	4,6	101	18,1
SE	1,4	5,3	136	58
S	1,4	5,3	167	23,1
SW	1,2	3,8	213	0,7
W	0,9	3,2	2,81	0,2
NW	0	0	0	0

O talude oeste, conforme análise visual encontra-se menos reforçado. As ondas de SW caracterizam-se por uma menor altura significativa e um pequeno percentual de incidência se comparado com o restante do espectro, o que aponta para um provável baixo índice de ataque aos molhes, embora contra si possa ser identificado o fato dos períodos serem muito baixos. As ondas vindas do S também incidem na parte interna do talude e é uma das mais fortes, apresentando um percentual de 23,1%.

O talude leste, por apresentar-se com maior exposição ao oceano aberto tem uma camada maior de tetrápodes para proteção – um coroamento mais alto, uma carapaça mais pesada, mais compacta e com blocos mais imbricados. Neste lado do talude incidem as ondas de SE, no qual estão em maior porcentagem na estatística das ondas significativas. Porém, pela carapaça ser mais robusta, deve ser a possível razão da falta de maiores desgastes aos blocos.

A figura a seguir apresenta a distribuição de incidência das ondas conforme a sua direção de propagação a partir das medições realizadas por STRAUCH (1996) e tratadas por

COLI (2000). Vale ressaltar que estes dados foram obtidos sob condições atmosféricas normais.

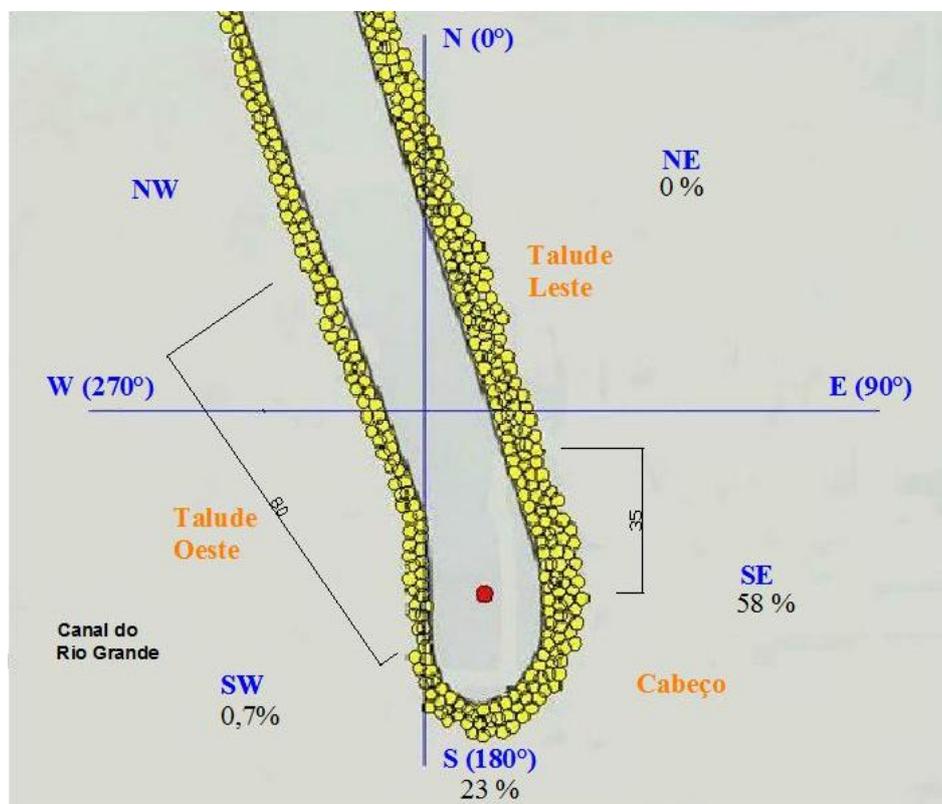


Fig. 2.27 – Distribuição das ondas significativas em relação ao cabeço do molhe leste.

Conforme COLI (2000) a ondulação mais alta foi registrada em 8/6/98 com altura de 7m e período de 11,8 s seguida em ordem de grandeza pela ondulação registrada no dia 11/12/96 com 6m e período de 8,1 s, com os dois eventos tendo sua direção de propagação a partir de SE.

Isso levanta uma questão importante: seria o tamanho das ondas a principal influência sobre os tetrápodes? Ou então: a frequência alta (período baixo) em que estas ondas ocorrem seria o maior problema, ocasionando a fadiga nos blocos?

Pelos dados analisados, tem-se que uma grande onda (muito maior que as registradas no trabalho acima citado) que viesse a ocorrer em grandes intervalos de tempo poderia ser a causadora de uma ruptura completa da estrutura do molhe. Porém, as pequenas rachaduras encontradas nos tetrápodes podem ser creditadas a um regime de ondas de menor intensidade e de maior frequência, capaz de expor os blocos a constantes variações de esforços de tração e compressão.

O trecho de 80 m contendo peças quebradas no lado oeste do molhe em questão é comparativamente maior que o trecho de igual posição no lado leste do mesmo molhe (35 m). Este fato pode estar associado à presença de uma maior quantidade de energia proveniente deste quadrante quando da ocorrência de tempestades costeiras, já que normalmente estas ocorrem com maior frequência dos quadrantes S e SW. Observações recentes indicam a ocorrência média de 4 entradas de frentes frias por mês e não raro acompanhadas de tempestades costeiras que varrem o litoral.

2.8 CONTRIBUIÇÕES PARA A MELHORIA DO DESEMPENHO DOS BLOCOS

Uma contribuição para a durabilidade dos tetrápodes seria o aumento de seu peso, tornando-os mais robustos e propícios a menores deslocamentos. Isto acarretaria num maior consumo de concreto e, conseqüentemente, em maiores gastos para sua confecção, transporte e colocação. O que não seria viável, pois aumentaria além do tempo o custo com transporte e manuseio destes blocos.

Outra solução seria a adição de fibras ao concreto, tornando-o mais resistente a fim de evitar a quebra brusca do material.

De acordo com a bibliografia pesquisada por MIGLIORINI (2007), a fibra de aço seria a mais adequada para tal situação, pois devido análise de projetos e trabalhos já publicados, este tipo de fibra aumenta consideravelmente a resistência à tração, mas, deve verificar sua durabilidade em ambiente marítimo devido ao alto índice de cloretos nessa região.

Por possuir um alto módulo de elasticidade, elevada resistência à tração e ductibilidade, as fibras de aço proporcionam um aumento na tenacidade das estruturas de concreto, melhorando sua resistência ao impacto e a fadiga de modo a contribuir significativamente na durabilidade e na resistência residual da matriz cimentícia.

2.9 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

O concreto é um material muito difundido na construção civil. Entretanto, possui algumas características de material frágil. Visando minimizar este inconveniente, é abordado neste capítulo os principais tipos de concreto, enfatizando o concreto reforçado com fibras de aço, suas características, propriedades e benefícios. Com esta revisão busca-se melhorias para os blocos de concretos utilizados nos molhes da barra do Rio Grande.

2.9.1 Estudo do Concreto

O concreto é basicamente o resultado da mistura de cimento, água, pedra e areia. O cimento, ao ser hidratado pela água, forma uma pasta resistente e aderente aos fragmentos de agregados (pedra e areia), formando um bloco monolítico (PORTAL DO CONCRETO, 2009). A proporção entre todos os materiais que fazem parte do concreto é conhecida por dosagem ou traço, no qual se podem obter concretos especiais através da adição de aditivos, isopor, pigmentos, fibras, etc.

Cada material a ser utilizado na dosagem do concreto deve ser analisado previamente, a fim de verificar a qualidade dos componentes do concreto e se obter dados necessários para a elaboração do traço. Abaixo (Figura 2.28), é apresentado um fluxograma para a obtenção, desde a pasta de cimento até o concreto, seja ele comum, especial ou armado.

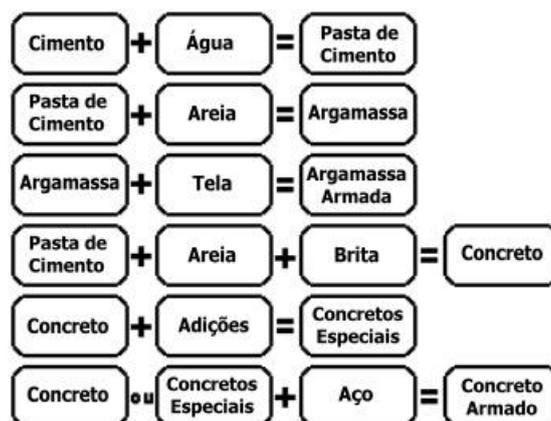
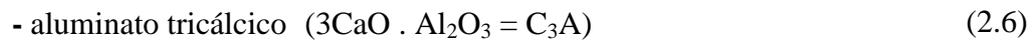
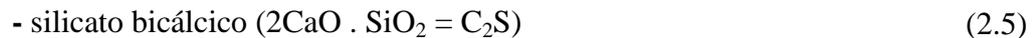
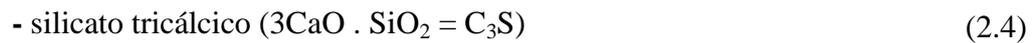


Fig. 2.28 – Componentes do concreto (PORTAL DO CONCRETO, 2009).

2.9.1.1 Materiais Constituintes

- **Cimento Portland:** pode ser definido como um aglomerante, ativo e hidráulico. “Aglomerante”, por ser o material ligante que promove a união de grãos de agregados; “ativo”, por necessitar de um elemento externo para iniciar sua reação e “hidráulico” porque o elemento externo é a água (PORTAL DO CONCRETO, 2009).

Cimento é uma palavra originada do latim *caementum* e é constituído essencialmente de cal (CaO), sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃) e óxido de ferro (Fe₂O₃), misturados em proporções convenientes, finamente pulverizada e homogeneizada. Quando submetidos à ação de calor até a temperatura de fusão, obtém-se o “clinker,” conduzindo a formação dos seguintes componentes:



O silicato tricálcico (C_3S) é o maior responsável pela resistência do concreto, indiferente da idade, mas de influência primordial no primeiro mês de cura. O silicato bicálcico (C_2S) adquire maior importância para o endurecimento da pasta em idades mais avançadas. O aluminato tricálcico (C_3A), também é responsável pela resistência e muito contribui para o calor de hidratação, especialmente no início do período de cura.

Desta forma, o cimento portland apresenta como propriedades físicas: densidade, finura, resistência e tempo de pega. Os procedimentos de ensaio na determinação destas propriedades são descritos na caracterização dos materiais apresentada no Cap. 3.

- **Agregados:** são os elementos de custo mais baixo por unidade de volume no concreto (FALCÃO BAUER, 1982) e atuam de forma decisiva no incremento de certas propriedades como a redução da retração e o aumento da resistência ao desgaste.

Com relação ao tamanho dos grãos, os agregados podem ser *grãos* (todo o agregado que fica retido na #4 – com 4,8 mm de abertura da malha) ou *miúdos*, os que conseguem passar por esta peneira.

Podem também ser classificados em artificiais ou naturais, sendo artificiais as areias e pedras provenientes do britamento de rochas. Como exemplo de agregados naturais, tem-se as areias extraídas de rios, seixo rolado (retido na peneira de 4,8 mm) e pedregulhos.

Devido à importância dos agregados dentro da mistura (cerca de 70% do volume de concreto), vários são os ensaios necessários para a sua classificação que definem quanto à granulometria, massa específica real e aparente, módulo de finura, impurezas orgânicas e materiais pulverulentos, conforme apresentado no Capítulo 5.

- **Água:** deve-se ter cuidado com a qualidade e a quantidade da água utilizada, pois esta é responsável por ativar a reação química que transforma o cimento em uma pasta aglomerante. Deve ser empregada uma quantidade necessária para envolver os grãos e

que possibilite sua trabalhabilidade, permitindo a hidratação e posteriormente a cristalização do cimento. Se a quantidade for baixa, a reação não ocorrerá por completo e, se for superior a quantidade ideal, a resistência diminuirá em função dos poros que serão formados quando a água excedente evaporar.

A relação entre o peso de água e peso de cimento utilizados na dosagem é chamada de relação fator água/cimento (a/c) e não deve ser alterada durante o processo de fabricação do concreto.

- **Aditivos:** sua utilização é diretamente proporcional à necessidade de se obter concretos com características especiais. Os aditivos têm a capacidade de alterar as propriedades do concreto no estado fresco ou endurecido, enfatizando a ampliação da qualidade do concreto pela trabalhabilidade, resistência, compacidade, durabilidade e fluidez; possibilitando diminuir sua permeabilidade, retração, calor de hidratação, tempo de pega e absorção de água.

Segundo SOUZA, et al. (2006), a principal função do aditivo é plastificar o concreto, reduzir o consumo de água e proporcionar redução no consumo de cimento.

Deve-se ter atenção especial com as especificações do fabricante quanto ao momento da aplicação, forma de manuseio para a inserção do produto, dose exata além da data de validade limite. Atenção também na quantidade de água que o plastificante vem dissolvido. Esta água deve ser levada em conta na execução do concreto, visto que, adicionar água demasiadamente pode resultar em uma segregação excessiva dos componentes do concreto.

Com os cuidados necessários, a adição de aditivos ao concreto torna a relação custo x benefício bastante satisfatória (PORTAL DO CONCRETO, 2009).

Outros materiais, visando aprimorar certas características, podem ser adicionados ao concreto. O uso destes exigem atenção especial, tanto na compatibilidade com os outros componentes, quanto na realização de dosagens experimentais, as definições do sistema de cura e tipos de fôrmas deverão ser analisadas.

2.9.1.2 Fatores que influenciam nas propriedades do concreto

Os principais fatores que podem influenciar nas propriedades do concreto são: o tipo e a quantidade de cimento; a quantidade de água e a relação a/c; o tipo de agregado; a granulometria dos agregados; os aditivos incorporados; as adições; o procedimento e a duração da mistura do concreto; condições e tempo de transporte, lançamento, adensamento e cura e a idade do concreto produzido (PINHEIRO et al., 2004).

2.9.1.3 Propriedades do concreto no estado fresco

O concreto fresco pode ser manipulado, lançado e adensado durante o período de indução da hidratação do cimento. Depois de completado esse período, os parâmetros relacionados com a resistência mecânica e durabilidade começam a ser evidenciados, dando origem ao concreto endurecido.

2.9.1.3.1 Consistência

São três os fatores que se deve considerar para definir a consistência do concreto: a relação água/cimento, a relação agregados/cimento e o consumo de água (GUIMARÃES, 2005).

Consistência é o maior ou menor grau de fluidez da mistura fresca, relacionando-se com a mobilidade da massa. O principal fator que influi na consistência é, sem dúvida, o teor água/materiais secos que é a relação do peso de água pelo peso do cimento e materiais secos dado em porcentagem. A partir dessa relação pode-se classificar o concreto como: seco ou úmido; plástico ou fluído.

2.9.1.3.2 Plasticidade

A plasticidade é a propriedade do concreto fresco identificada pela facilidade com que este é moldado sem segregar. Segregação é a perda da uniformidade da distribuição dos componentes do concreto fresco. Depende fundamentalmente da consistência e do grau de coesão entre os componentes do concreto. As diferenças das massas específicas e nos

tamanhos das partículas dos materiais constituintes do concreto são causas primárias da segregação (GUIMARÃES, 2005).

Esta propriedade está associada à forma e dimensões dos agregados graúdos e miúdos. As areias mais finas requerem mais água, por terem maior área específica. Por sua vez, pelo fato de serem finas o teor de areia requerido pelo concreto de igual plasticidade será menor, compensando dessa maneira o efeito negativo da finura da areia. Em relação ao agregado graúdo, grãos arredondados e de textura superficial lisa (como, por exemplo, os seixos rolados) favorecem a plasticidade do concreto (TASCA, 2009).

2.9.1.3.3 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade é um termo que se refere às propriedades do concreto no estado fresco, isto é, às propriedades do concreto antes que se inicie a pega e seu endurecimento. É considerada como a energia necessária para manipular o concreto fresco sem perda considerável da homogeneidade.

Guimarães (2005) ressalta que quando o concreto é lançado e adensado é importante que ele atinja a melhor compacidade possível. Para que isso ocorra é necessário expulsar o ar aprisionado durante as etapas da mistura, transporte e lançamento, adensando o concreto sem desagregar.

2.9.1.3.4 Ensaios do concreto no estado fresco

O processo para avaliar a consistência mais utilizado no Brasil, devido à simplicidade e facilidade com que é executado na obra, é o ensaio de abatimento conhecido como ensaio de tronco de cone, o “Slump Test”. Este possui um baixo custo e é muito utilizado em laboratórios e em canteiros de obras. O ensaio é de fácil aplicação e fornece informações importantes sobre o concreto fresco (GUIMARÃES, 2005). É um ensaio padronizado, conforme a NBR NM 67, que será especificado posteriormente no desenvolvimento deste trabalho.

2.9.1.4 Propriedades do concreto endurecido

2.9.1.4.1 Resistência mecânica do concreto

A propriedade mais importante do concreto é sua resistência. Define-se que a resistência do concreto é a capacidade de suportar as tensões sem se romper. Na prática, um concreto curado em água sob uma temperatura estabelecida possui sua resistência dependente da relação água/cimento e de seu grau de adensamento e grau de hidratação do cimento (NEVILLE, 1997).

Na prática da engenharia, a resistência de um concreto depende de alguns fatores: fundamentalmente da relação água/cimento; de seu grau de adensamento, isto é, quanto menor for o número de vazios, maior será a resistência do concreto. Mas, evidentemente é sabido que se deve ter um mínimo de água necessária para reagir com todo o cimento e dar trabalhabilidade a mistura (ARAUJO, et al., 2003).

2.9.1.4.2 Durabilidade e permeabilidade

A durabilidade do concreto de cimento portland pode ser definida como sendo a capacidade que o concreto possui de resistir à ação do tempo, aos ataques químicos, à abrasão ou a qualquer outra intempérie que venha causar sua destruição. A durabilidade depende, entretanto, do tipo de ataque, físico ou químico, que o material (depois de endurecido) será submetido, devendo ser analisado criteriosamente antes da escolha dos materiais e da dosagem (METHA e MONTEIRO, 1994).

A permeabilidade do concreto está relacionada com a durabilidade. A permeabilidade é definida por Metha e Monteiro (1994) como a propriedade que governa a taxa de fluxo de um fluido para o interior de um sólido poroso. Um concreto pouco permeável tende a impedir o ingresso de agentes agressivos dentro da matriz.

2.9.1.4.3 Ensaios de resistência do concreto endurecido

Para se obter concretos endurecidos de boa qualidade, é necessário que ele seja tratado cuidadosamente na fase plástica, uma vez que as deficiências geradas nesta fase resultarão em prejuízos para o resto da vida da peça fabricada, comprometendo a sua durabilidade.

O concreto é o material adequado para resistir às cargas de compressão nas estruturas. Por isso, a resistência a compressão sempre deve ser quantificada. A resistência à compressão axial é caracterizada pelo valor obtido aos vinte e oito dias da peça pós concretada.

Um fator relevante na determinação e controle da resistência do concreto é a existência de certa correlação entre a resistência à compressão axial e a resistência à tração do concreto. A resistência à tração na flexão equivale aproximadamente à quinta parte da resistência à compressão do concreto e, a resistência à tração simples é igual à décima parte da resistência à compressão do concreto (ARAUJO, et al., 2003).

2.9.2 Concreto com Fibras

O concreto simples, não armado, é caracterizado como um material frágil e quebradiço, com baixa resistência à tração, baixa capacidade de deformação e energia de fratura, e adquire fissuras internas e externas que em pior situação podem levar à ruptura do material.

Nos últimos anos, estudos em busca de novas tecnologias, otimizando concretos de desempenho elevado, vêm sendo realizados. Busca-se não apenas um ganho de resistência, como também, uma melhora em outras propriedades, tais como: tenacidade, ductibilidade, restrição à formação de fissuras, melhora na resistência ao impacto e à fadiga e deformabilidade do concreto.

O uso da fibra na formação do concreto aumenta sua *ductibilidade*, ou seja, aumentando as deformações possíveis que pode ocorrer no concreto antes do rompimento do material (MILLER, 2008), permitindo que o concreto possa sofrer deformações inelásticas nas vizinhanças de uma possível ruptura, sem que ocorra a perda substancial de uma capacidade resistente.

Segundo Cánovas (1991, *apud* FIGUEIREDO 2002), os principais benefícios da incorporação das fibras ao concreto são: o importante incremento da tenacidade, a ligeira melhora do comportamento à tração, o aumento da resistência à ruptura, o forte incremento da resistência ao impacto ou ao choque, a grande resistência às cargas cíclicas, a resistência elevada a variações de temperatura, o controle da fissuração e ainda o aumento na durabilidade do mesmo.

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) pode ser considerado como um compósito onde a matriz é o concreto de cimento Portland e o reforço é constituído pelas fibras de aço distribuídas aleatoriamente nesta matriz (MILLER, 2008). Quando as fibras são adicionadas à massa do concreto, permitem a transferência uniforme das tensões e, conseqüentemente, contribuem para o controle da abertura de fissuras nas peças.

Nos concretos, as fibras normalmente utilizadas são discretas e curtas e tendem a se orientar de forma dispersa e não uniforme, visto que a uniformidade da distribuição das fibras depende muito do processo de mistura, lançamento e adensamento da massa, o que na prática é dificilmente obtida (BASTOS, 1999).

As fibras inibem a propagação de fissuras no compósito cimentício, atuando como obstáculo ao interceptarem as microfissuras – neste caso, proporcionam um aumento na resistência do compósito – e evitam o aparecimento prematuro das microfissuras, conferindo a estas um aumento significativo da energia associada à ruptura do material, e incrementam na ductibilidade e na tenacidade do mesmo. No concreto endurecido, limitam o comprimento e a abertura das fissuras, diminuindo também a permeabilidade do concreto e, melhorando assim sua durabilidade.

Analisando um concreto simples (sem fibras), como apresentado abaixo, uma fissura irá formar uma barreira à propagação das tensões, representada simplificada pelas linhas de tensões (Figura 2.29). O desvio dessas linhas irá implicar numa concentração de carregamento nas extremidades das fissuras, podendo ocasionar a ruptura abrupta do material quando esta tensão superar a resistência da matriz, caracterizando assim, um comportamento tipicamente frágil. Devido à utilização das fibras, estas acabam servindo de ponte para a transferência de tensões pelas fissuras e, a concentração das tensões é minimizada (SCOARIS, et al., 2005).

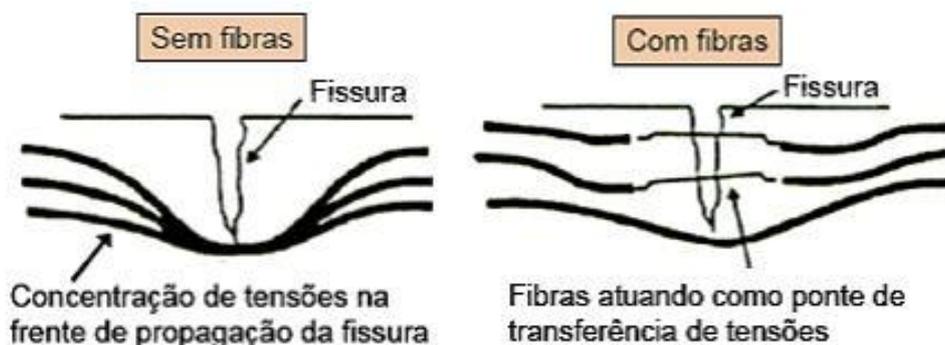


Fig. 2.29 – Esquema de concentração de tensões (SCOARIS, et al., 2005).

Com isso, ocorre uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras do material, que passa a apresentar um comportamento pseudo-ductil, ou seja, apresentará certa resistência residual a esforços nele aplicados mesmo após sua fissuração como visto na Figura 2.30 (JONHSTON, 1994 *apud* GAVA, 2006). A seguir, observa-se um aumento da área sob a curva carga x deslocamento – propriedade denominada *tenacidade* e que representa o trabalho de fratura ou a capacidade de absorver energia do concreto reforçado com fibras de aço. Além da alteração do modo de ruptura, diversas pesquisas apontam um melhor desempenho ao CRFA quando submetido às solicitações cíclicas e de impacto (MILLER, 2008). Devido a um maior controle da fissuração, o concreto fica mais protegido contra os ataques de agentes agressivos, e no caso de concretos armados, proporciona uma menor probabilidade de corrosão das armaduras, conferindo a estes uma maior durabilidade do material.

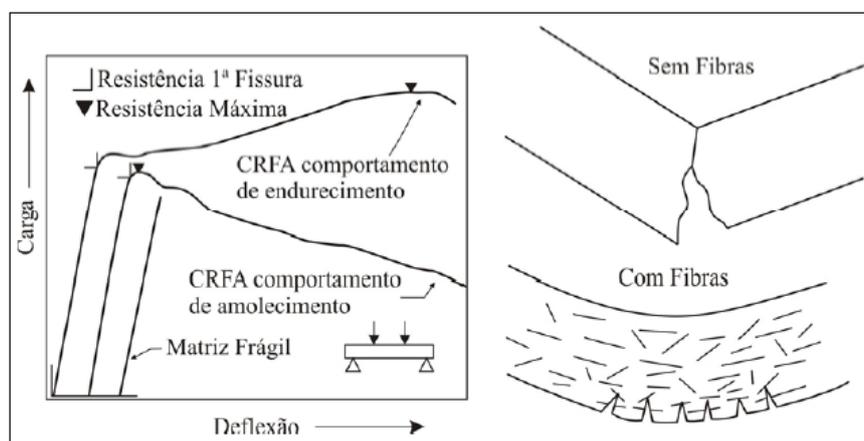


Fig. 2.30 – Atuação das fibras no compósito (JONHSTON, 1994 *apud* GAVA, 2006).

Já que a eficiência da fibra depende de sua atuação como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura que aparece no concreto, pode-se deduzir uma variedade de aspectos fundamentais. Um deles é a capacidade de reforço que as fibras apresentam ao depender diretamente do teor a ser utilizado. Neste caso, quanto maior for o teor, maior será o número de fibras atuando como ponte de transferência de tensões ao longo da fissura, aumentando assim o reforço pós-fissuração do concreto (FIGUEIREDO, 2005).

As fibras podem ser adicionadas às matrizes com base de cimento como reforço primário ou secundário. O reforço primário é utilizado em produtos onde não apresentam as barras de aço convencionais. Nestas aplicações, as fibras atuam para aumentar tanto a resistência quanto a ductibilidade do material. O reforço secundário, utilizados em lajes, pavimentos e tubos de concreto para esgotos sanitários, apresentam a finalidade de controlar e reduzir a fissuração gerada.

Se as fibras forem suficientemente resistentes, bem aderidas à matriz cimentícia e, em grande quantidade, estas ajudarão a manter pequena a abertura das fissuras e permitirão ao concreto reforçado com fibras resistir a tensões de tração bem elevadas, com grande capacidade de deformação no estágio pós-fissuração (o chamado “*strain hardening*”).

O gráfico tensão-deformação dos compósitos de matriz frágil reforçados com fibras sob sollicitação de tração apresenta três estágios (BASTOS, 1999):

- trecho elástico – ocorre até o ponto da primeira fissura, neste trecho as fibras não influenciam o comportamento do compósito;
- trecho de fissuração múltipla – a deformação do compósito é mais que a deformação última da matriz;
- trecho pós-fissuração – as fibras estão sendo alongadas ou arrancadas fora da matriz fissurada.

A fissuração múltipla é o processo de fissuração sucessiva que ocorre na matriz no momento seguinte ao aparecimento da primeira fissura. Esta é constante e de tensão igual a da primeira fissura. Após o estágio de fissuração múltipla, o comportamento é dirigido às fibras que, pelo acréscimo de carregamento levará à ruptura ou ao arrancamento das fibras, conforme a Figura 2.31 (BENTUR e MINDESS, 1990).

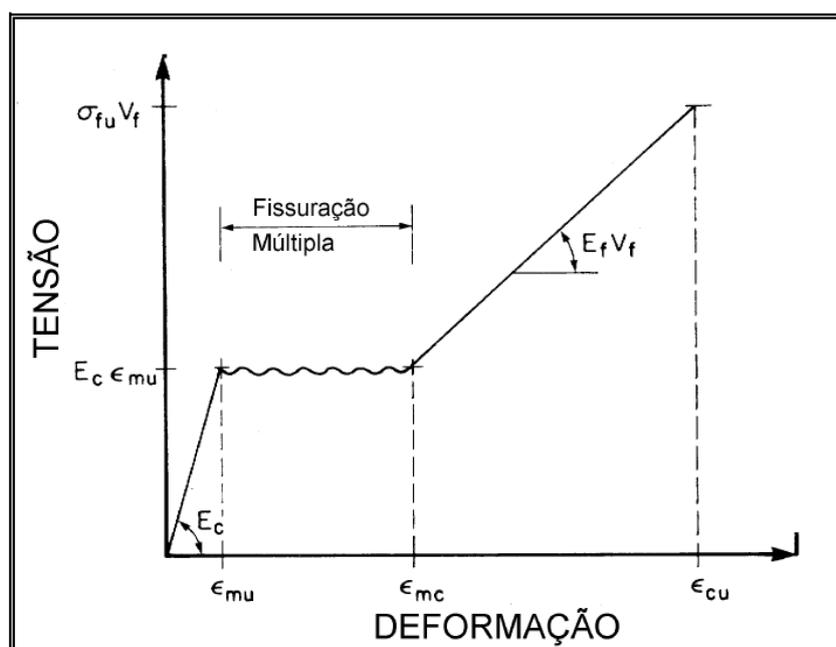


Fig. 2.31 – Curva tensão de tração x deformação (BENTUR e MINDESS, 1990).

“Além da resistência da aderência fibra-matriz, os principais parâmetros que influem no comportamento do compósito são a resistência e o módulo de deformação longitudinal da fibra. Fibras de baixo módulo de elasticidade apresentam a etapa da fissuração múltipla mais extensa. Quando a aderência é boa, aumenta a deformação correspondente à fissuração múltipla e diminuem as deformações na etapa pós-fissuração múltipla. Neste caso, o compósito pode se tornar mais frágil. Isto ressalta a importância do controle da aderência na otimização dos compósitos, em relação a sua resistência e tenacidade, por meio da modificação das propriedades da matriz, da superfície ou da geometria da fibra” (FURLAN, 1995).

O maior benefício que se tem em reforçar uma matriz frágil com fibras é o de alterar o seu comportamento após a fissuração. O compósito, ao invés de romper-se após o início da fissura da matriz, pode apresentar uma deformação plástica considerável, tornando-o assim um material adequado para a construção. Para que isso aconteça, as fibras devem ser adicionadas em volume, comprimento e formatos adequados.

2.9.3 Estudo da Fibra de Aço

A utilização do Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) difundiu-se no Brasil na década de 80 e, desde então, são muito utilizados em pavimentos rodoviários, aeroportos, estradas ou túneis de estradas, ferrovias, pontes, estruturas hidráulicas, estruturas resistentes a explosões, ligações entre elementos pré-moldados, escoramentos de escavações subterrâneas e a céu aberto. Podem ser utilizadas, também, em pré-moldados e estruturas de concreto armado convencional, com o objetivo de diminuir a espessura das lajes e reduzir a fissuração (MACCAFERRI, 2009; SILVA JÚNIOR, et al., s/ ano e ABTC, 2003).

O uso das fibras de aço como reforço tem se ampliado em todo o mundo, devendo isto principalmente pelas características proporcionadas ao concreto como incorporação de fibras dúcteis (CALDAS, et al.; 2003). O Brasil tem hoje vários fabricantes de fibras de aço desenvolvidas especialmente para o reforço do concreto.

Como principal finalidade, as fibras de aço geram um aumento na *tenacidade* do material, isto é, a capacidade que o concreto tem de suportar maiores deformações após o começo da fissuração, melhorando a resistência ao impacto e proporcionando uma menor abertura das fissuras (FUGII, et al., 2007), criando dentro da matriz uma armadura tridimensional e promovendo um notável aumento da resistência mecânica pós-fissuração ao

concreto (MASIERO, 2008). Por isso, deve proporcionar uma melhora na durabilidade dos blocos de concreto de carapaça já que esta é uma das maiores ações (impacto).

No caso dos concretos reforçados com fibras de aço, conforme descrito por Figueiredo (2000), a definição de tenacidade mais aceita atualmente é interpretada como a área sob a curva carga por deflexão, onde representa o trabalho dissipado no material até certo nível de deflexão. Este valor é utilizado na avaliação dos compósitos, dependendo não só das dimensões do corpo de prova como também do sistema de aplicação de carga.

Além de proporcionar a diminuição das fissuras, as fibras de aço possuem alta resistência e alto módulo de elasticidade. Atuam como reforço do concreto endurecido, podendo até substituir total ou parcialmente as telas e barras de aço usadas convencionalmente em algumas concretagens, tornando-as mais eficiente, econômica, e de fácil e rápida aplicação quando comparada as soluções tradicionais (FIGUEIREDO, 2005).

No concreto, as fibras são utilizadas para vencer algumas limitações como: a fragilidade da matriz, baixa capacidade de deformação e a baixa resistência à tração, uma vez que as fibras de aço não visam o aumento da resistência à compressão – embora esta possa ocorrer em pequenas proporções (SILVA JÚNIOR, s/ ano).

A Figura 2.32 mostra como é possível essa substituição, onde diminui a espessura do bloco e, conseqüentemente gastos com materiais de fabricação (MACCAFERRI, 2009).

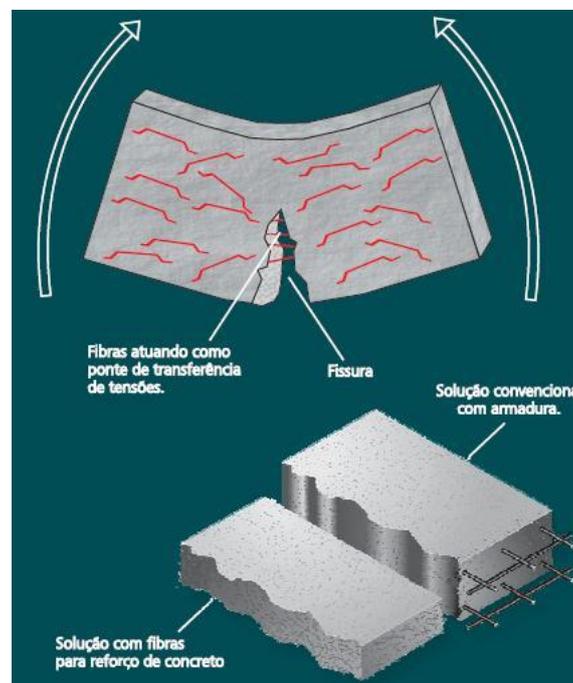


Fig. 2.32 – Solução com fibras para reforço de concreto (MACCAFERRI, 2009).

O material utilizado para a fabricação destas fibras é o aço com baixo teor de carbono e, para obras marítimas, é recomendável a aplicação de ligas metálicas, pois são mais resistentes à corrosão (SCOARIS, 2005). Uma técnica desenvolvida para minimizar este problema de corrosão nas fibras, principalmente devido ao meio onde se inserem, é o banho de níquel (WATANABE, 2008).

Segundo Figueiredo (2000) estão disponíveis no mercado brasileiro dois tipos de fibras de aço. A primeira delas é a fibra corrugada, obtida a partir do fio chato que sobra da produção de lã de aço, tratando-se de uma sobra industrial, apresenta uma variação de 25 a 50 mm, cortadas em tiras o que aumenta a aderência da fibra a matriz. O segundo tipo consiste em fibras com extremidades em gancho, porém de seção circular, produzidas a partir de fios trefilados progressivamente até o diâmetro desejado, garantindo uma maior resistência mecânica, tendo como dimensões mais comuns o diâmetro entre 0,5 mm e 1,0 mm e comprimento entre 25 mm e 60 mm.

Nos últimos trinta anos, estudos realizados comprovam que as fibras de aço são altamente eficazes na substituição das armaduras convencionais. Drenagens pluviais, bueiros, travessias (FUGII, et al., 2007), e até mesmo tubos para esgoto sanitário onde o ambiente é propício a contaminação e desgastes por efluentes químicos, apresentam uma significativa capacidade de suporte pós-fissuração e ótimos ganhos de durabilidade (RAMOS, et al., 2007).

2.9.3.1 Características da fibra de aço

A Figura 2.33 apresenta as principais características das fibras de aço e a sua principal funcionalidade quando incorporadas ao concreto.

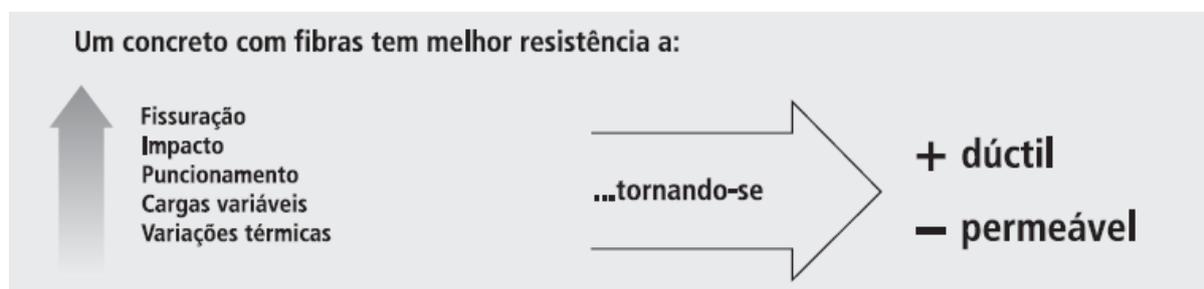


Fig. 2.33 – Características do CRFA (MACCAFERRI, 2009).

Em carregamentos cíclicos reversos, as fibras melhoram muito as características de ancoragem por aderência entre as barras contínuas e a matriz.

Embora a diferença seja pequena, o concreto com fibras de aço é mais resistente à abrasão do que o concreto comum.

2.9.3.2 Propriedades da fibra de aço

Existe uma infinidade de combinações geométricas de fibras de aço para a utilização de reforço estrutural do concreto. Podem variar em: comprimento, forma da seção transversal, diâmetro, diâmetro equivalente e superfície. Lisas, dentadas, deformadas, onduladas ou corrugadas, enroladas, torcidas e deformadas nas extremidades em forma de ganchos, pás, botões ou qualquer outro tipo de ancoragem, caracterizam a diversidade das fibras de aço comumente utilizadas.

O comprimento (L) da fibra é dado pela distância entre as duas extremidades da fibra e este pode variar de 12,7 à 63,5 mm (ACI, 1993) prevalecendo sob as demais características: diâmetro (D) ou diâmetro equivalente (D_e) e a ancoragem da mesma.

Segundo Mehta e Monteiro (1994) as fibras de aço de seções redondas apresentam uma variação diametral de 0,25 a 0,75 mm e, as achatadas definem-se por uma variação na espessura de 0,15 a 0,4 mm e 0,25 a 0,9 mm na largura.

Para um bom resultado no uso de fibras quando incorporadas ao concreto, estas devem provir de comprimento e volume adequados (FIGUEIREDO, 2000). Com este intuito, encontram-se na literatura pesquisada (MILLER, 2008) dois parâmetros importantes: o volume crítico (V_{fc}) e o comprimento crítico (l_{fc}).

A Figura 2.34 abaixo representa esquematicamente a forma de uma fibra com ancoragem nas extremidades. Com relação à forma geométrica da fibra de aço, é denominada retilínea aquela fibra que apresenta sobre o eixo longitudinal deformações localizadas menores que $L/30$ e, não maiores que seu diâmetro equivalente.

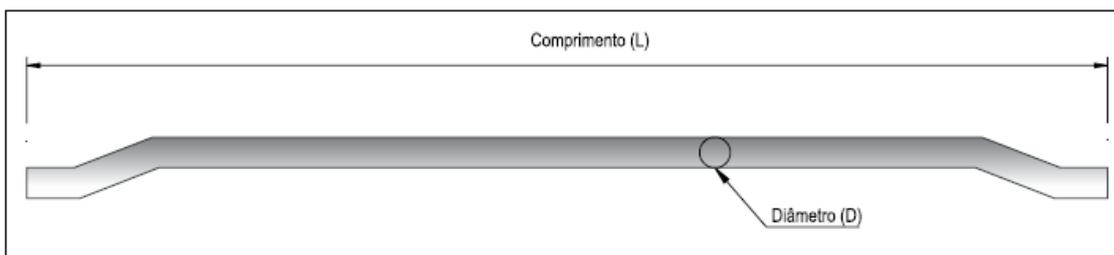


Fig. 2.34 – Exemplo de fibra metálica com ancoragem nas extremidades (MACAFERRI, s/ ano).

Um parâmetro numérico utilizado para descrever a geometria da fibra propriamente dita é o *fator forma* (λ) ou relação de aspecto ou ainda relação de esbelteza, que corresponde à relação entre o comprimento da fibra (L) e o seu diâmetro equivalente (D_e), conforme apresentado na Figura 2.35 (AGOPYAN, 1998 *apud* WATANABE, 2008). O fator de forma varia entre 30 e 100 (ACI, 1993) para as fibras de aço normalmente empregadas no concreto.

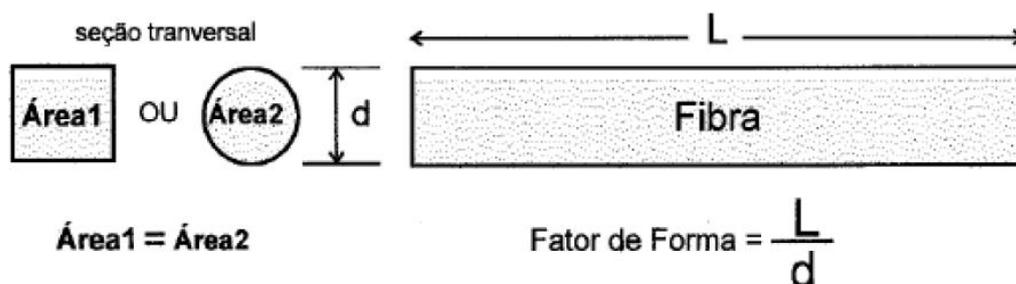


Fig. 2.35 – Conceituação do fator de forma da fibra (AGOPYAN, 1998 *apud* WATANABE, 2008).

A forma axial da fibra pode ser retilínea ou corrugada e, transversalmente pode apresentar seção circular, retangular ou variada conforme apresentada nas Figuras 2.36 e 2.37 (MACAFERRI, s/ ano).

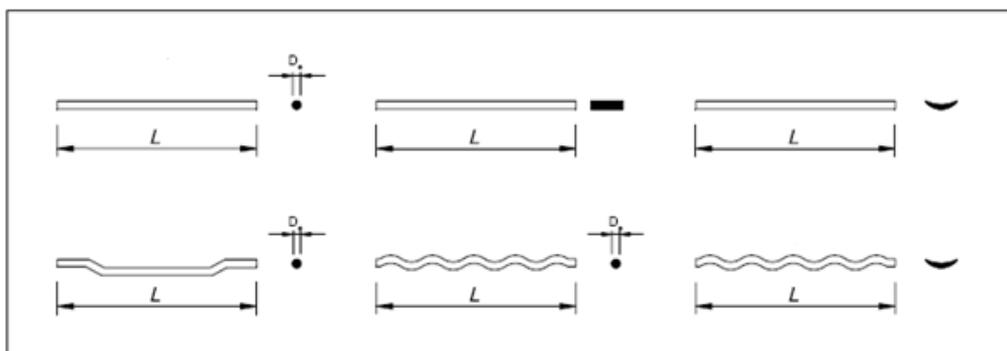


Fig. 2.36 – Diferentes formas de fibras metálicas (MACAFERRI, s/ ano).

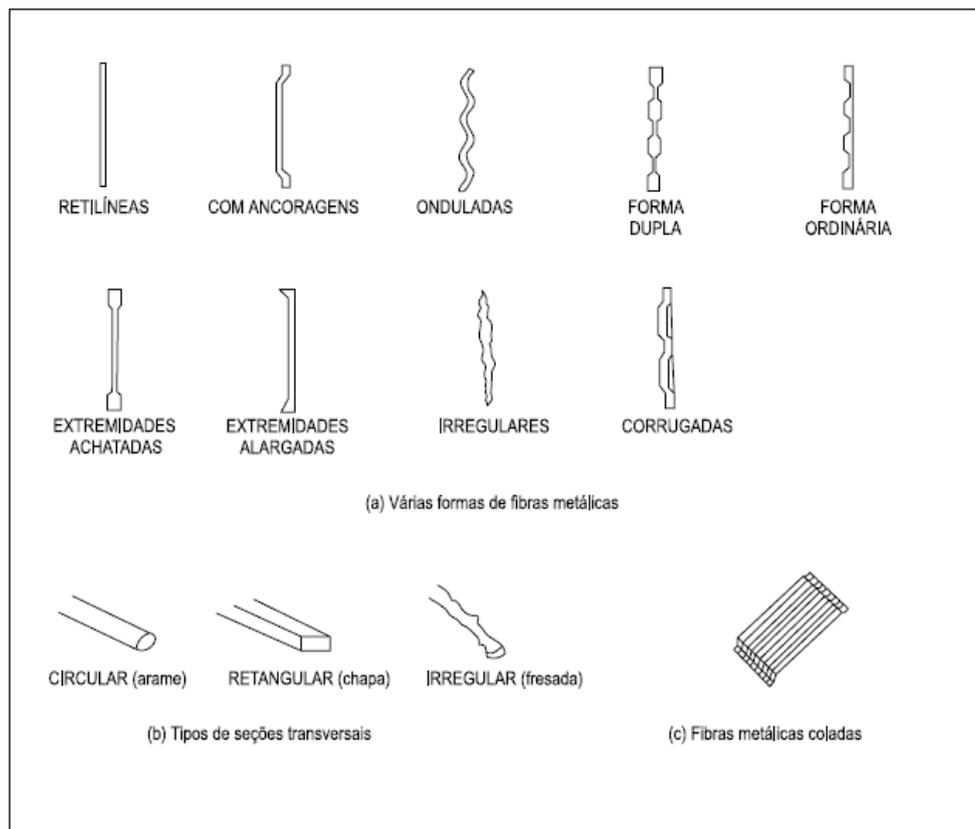


Fig. 2.37 – Exemplos de fibras de diferentes formas (MACAFERRI, s/ ano).

As fibras com pequeno diâmetro equivalente apresentam baixa rigidez à flexão, mas, são facilmente acomodadas aos espaços vazios da pasta de cimento. Já, as fibras de grande diâmetro equivalente caracterizam-se por grande rigidez à flexão, porém influenciam na consolidação dos agregados durante os processos de mistura e adensamento do concreto (ZOLLO, 1997 *apud* GAVA, 2006).

A relação da quantidade de fibras empregada ao concreto é comumente quantificada pela relação entre as fibras e o volume de concreto, denominando assim, o teor de fibras em volume (V_f).

2.9.3.2.1 Diâmetro equivalente

O diâmetro equivalente (D_e) é definido por três diferentes métodos, em função da sua forma transversal e do processo de produção pelo qual é adquirido (MACAFERRI, s/ ano):

a) **método direto:** ocorre na produção de fibras a partir do arame e com qualquer forma longitudinal. Com isso, o diâmetro equivalente (D_e) é igual ao diâmetro nominal (D) do arame

de partida ou da fibra já finalizada – podendo este apresentar uma variação de até 1 mm (ACI, 1993).

$$D_e = D \quad (2.8)$$

b) **método indireto geométrico:** para fibras produzidas a partir de chapas e provenientes de qualquer forma longitudinal, o diâmetro equivalente (D_e) é igual ao diâmetro de uma circunferência com área igual da seção transversal da fibra – podendo variar esta de 0,4 à 0,8 mm (NAAMAN, 2000 *apud* GAVA, 2006) e é dada pela fórmula abaixo:

$$D_e = \left(4 \cdot \frac{A}{\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

onde:

A: área da seção transversal da fibra [mm^2]

c) **método indireto gravimétrico:** este método é utilizado para fibras obtidas por outros métodos de produção (arame trefilado a frio, corte de chapa, extração por fundição, fresa de arame prefilado a frio, extração de blocos) com seção variável, e com qualquer forma longitudinal. O diâmetro equivalente é obtido a partir do comprimento médio (L) da fibra e do peso médio (m) de um determinado número de fibras, com base a uma massa volumétrica $\rho = 7,85 \text{ g/cm}^3$. Assim, de acordo com a fórmula simplificada para fibras de aço que segue:

$$D_e = \left(\frac{4 \cdot m \cdot 10^6}{\pi \cdot L \cdot \rho}\right)^{1/2} = 14,74 \cdot \left(\frac{m}{L}\right)^{1/2} \quad (2.10)$$

onde:

m: peso médio de um determinado número de fibras;

L: comprimento médio da fibra;

ρ : $7,85 \text{ g/cm}^3$.

2.9.3.2.2 Volume crítico

O volume crítico é considerado aquele que confere ao CRFA um comportamento de deformação mais próximo possível do elástico-plástico perfeito. Segundo Figueiredo (2000), o volume crítico é aquele correspondente ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade portante para o compósito a partir da ruptura da matriz.

Conforme se pode verificar na Figura 2.38, em teores abaixo do volume crítico, o principal trabalho das fibras ocorre no estágio pós-fissurado, ou seja, a partir da ruptura da matriz as fibras passam a absorver a energia transmitida ao material, impedindo que haja uma ruptura brusca da estrutura, proporcionando ainda uma capacidade de resistência residual não existente no concreto sem reforço (CALDAS, et al.; 2003).

Porém, em teores acima do volume crítico, além das propriedades pós-fissuração, o compósito continua a aceitar níveis de carregamentos crescentes mesmo após a ruptura da matriz (FIGUEIREDO, 2000).

Na prática, teores acima do volume crítico não são muito difundido devido excepcionalmente aos custos e às dificuldades relativas à mistura, moldagem e aplicação do produto. Por isso, as pesquisas têm se concentrado no emprego de baixos teores para melhorar o comportamento pós-fissuração do compósito (CALDAS, et al.; 2003).

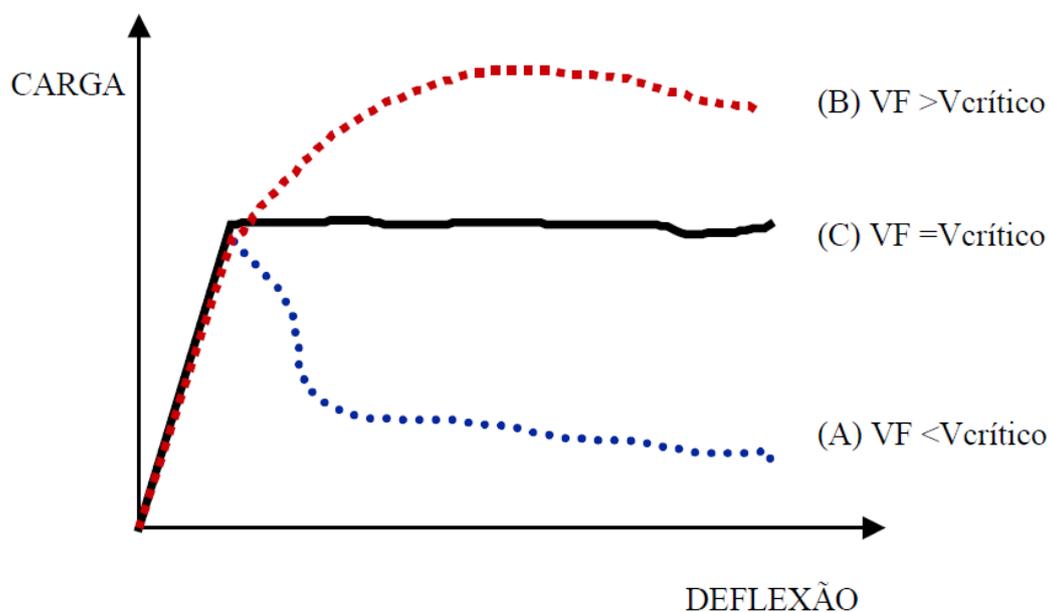


Fig. 2.38 – Compósitos reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico (FIGUEIREDO, 2000).

As curvas de carga por deflexão apresentadas na Figura 2.38 acima, foram retiradas do procedimento JSCE-SF4 (FIGUEIREDO, 2000). Para ambos os volumes, existe um trecho elástico linear inicial correspondente ao estágio pré-fissurado da matriz e outro, referente a um escoamento, onde se pode diferenciar o comportamento do concreto reforçado com teores abaixo, acima e igual ao volume crítico. Figueiredo (2000) comenta que uma boa estimativa do volume crítico, leva o composto a um teor de fibras por volta de 1%.

2.9.3.2.3 Comprimento crítico

Por definição, o comprimento crítico é aquele que comprimento mínimo necessário para desenvolver na fibra a tensão igual à sua tensão de ruptura.

A utilização de fibras descontínuas ao concreto em comprimento abaixo do comprimento crítico proporciona uma redução no desempenho destas. A definição do comprimento crítico baseia-se no modelo que descreve a transferência de tensão entre a fibra e a matriz, aumentando linearmente dos extremos para o centro da fibra (FIGUEIREDO, 2000) e, máxima quando a tensão que está submetida à fibra se iguala à tensão de cisalhamento entre a fibra e a matriz.

A Figura 2.39 apresenta as possíveis situações de distribuição da tensão na fibra em função da relação do comprimento da fibra com o comprimento crítico (l_c).

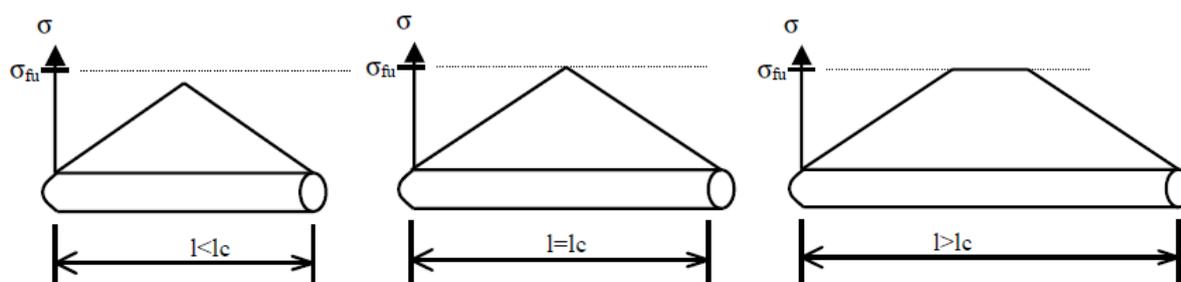


Fig. 2.39 – Possíveis distribuições da tensão ao longo da fibra em função do comprimento crítico (BENTUR e MINDESS, 1990).

Quando o comprimento da fibra for menor que o comprimento crítico ($l < l_c$), a carga de arrancamento proporcionada pela parte da fibra embutida na matriz não será capaz de produzir uma tensão que supere a resistência da fibra. Sendo assim, com o aumento da deformação, esta fibra será arrancada do lado que possuir menor comprimento embutido – caso geralmente encontrado nas fibras de aço de baixa e moderada resistência. Por outro lado,

se o comprimento da fibra ultrapassar o valor do comprimento crítico ($l > l_c$), as tensões ao longo da maior parte do comprimento alcançam a sua resistência à tração e assim, todo o potencial da fibra é utilizado.

O aumento do comprimento da fibra influencia na mudança do modo de ruptura do compósito. Em matrizes fissuradas, quando o comprimento da fibra for muito maior ao dobro do comprimento crítico ($l \gg 2l_c$), o comprimento desta fibra será suficiente para o desenvolvimento de tensões iguais à resistência da fibra e neste caso a ruptura ocorre por fratura da fibra. Porém, quando o comprimento da fibra utilizada for muito menor a duas vezes ao comprimento crítico ($l \ll 2l_c$), as fibras serão tão curtas a ponto de serem arrancadas antes que ocorra o desenvolvimento das tensões necessárias para causar a fratura da fibra.

2.9.3.3 Interface fibra-matriz cimentícia

A zona de transição localizada nas proximidades das fibras nos compósitos cimentícios é diferente microestruturalmente do restante da matriz. Para BASTOS (1999) a natureza e o tamanho da zona de transição dependem do tipo de fibra e do processo de produção.

Nas vizinhanças da fibra, a matriz é muito mais porosa visto que as características desta zona de transição são decisivas para o comportamento mecânico e aderência entre a fibra e a matriz, resultando numa região relativamente fraca à propagação preferencial das fissuras ao longo da interface fibra-matriz, conforme a Figura 2.40 (BENTUR e MINDESS, 1990).

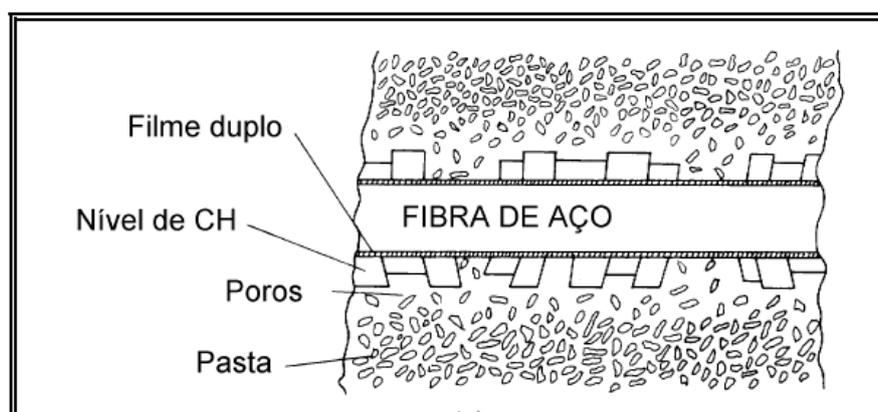


Fig. 2.40 – Interface fibra-matriz (BENTUR e MINDESS, 1990).

Em fibras de monofilamentos, a zona de transição é muito porosa e rica em CH (hidróxido de cálcio ou portlandita – $\text{Ca}(\text{OH})_2$) em contato direto com a superfície da fibra, resultando numa zona frágil de transição (BASTOS, 1999).

2.9.3.4 Interação fibra-matriz do concreto

As fibras de aço são as mais empregadas para o reforço de argamassas e concretos por apresentarem elevado módulo de elasticidade, boa aderência à pasta de cimento, elevada resistência mecânica e facilidade de mistura à massa de concreto fresco (CÁNOVAS, 1997 *apud* GAVA, 2006) dificultando assim a propagação de fissuras.

Devido ao seu elevado módulo de elasticidade (190 – 210 GPa) as fibras garantem uma capacidade pós-fissuração ao compósito e permitem uma redistribuição de esforços mesmo quando utilizada em baixo teores (BENTUR e MINDESS, 1990).

De modo a melhorar a interação fibra-matriz e o desempenho destas no concreto, entre os diferentes formatos de fibras de aço desenvolvidos, merecem destaque as fibras com deformações nas extremidades em formato de ganchos. Durante o desenvolvimento de aplicação da carga, essas fibras começam a serem solicitadas no momento em que ocorre a fissuração da matriz, iniciando o esticamento do gancho (Fig 2.41), promovendo assim um aumento na capacidade de carga correspondente a parte não linear da fibra. Quando o gancho, devido à elevada carga apresenta-se parcialmente esticado, o processo de descolamento deste gancho da matriz ocasiona a queda de capacidade de suporte e, conseqüentemente, um volume maior de matriz é responsável por resistir à extração da fibra.

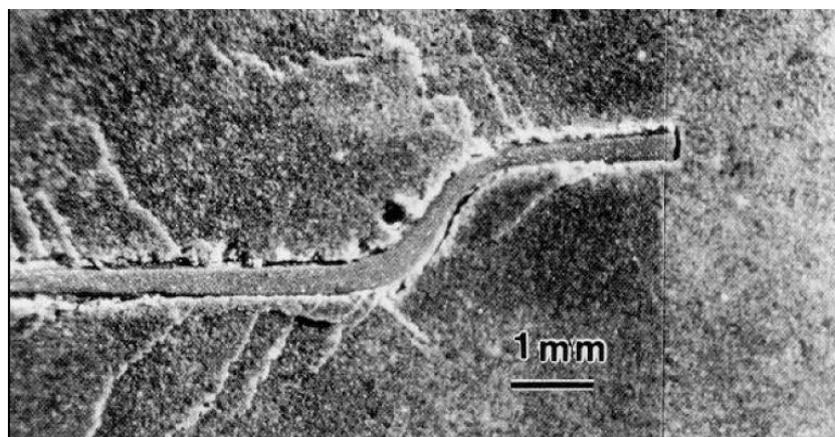


Fig. 2.41 – Arrancamento da fibra de aço (BENTUR e MINDESS, 1990).

No concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), a matriz em conjunto com as fibras opõe-se as forças de tração, forças estas transmitidas pela ancoragem mecânica da fibra na matriz e, pela adesão físico-química entre os materiais do compósito cimentício. Estas forças são influenciadas pelas características das fibras (teor, módulo de elasticidade, resistência, orientação e geometria), pelas características da matriz (composição, condição de fissuração, propriedades físicas e mecânicas), além das características da interface fibra-matriz (MILLER, 2008).

Numa situação de carregamento, até o momento em que ocorra a primeira fissura, a deformação da fibra é considerada elástica, ou seja, há uma compatibilidade entre as deformações da fibra e da matriz. Portanto, com o aumento do carregamento, pode-se atingir o valor limite da tensão de escoamento e, após este, passa a ocorrer deslocamentos próprios entre a fibra e a matriz, e a transferência de tensões entre os materiais passa a ser controlada através do atrito provocado pelo escorregamento da fibra durante o seu arrancamento.

Na matriz fissurada, parte das tensões é transferida para as fibras ao longo de sua superfície, onde são desenvolvidas tensões de aderência. Conseqüentemente, para que ocorra a abertura das fissuras é necessária mais energia, e à medida que uma maior tensão é transferida através das fibras, mais microfissuras formam-se na peça, tendo-se o que é chamado de estado de múltiplas fissuras (SHAH, 1992 *apud* OLIVEIRA, 2005).

Quando adicionadas ao concreto, as fibras têm a função de promover, após a fissuração, aumento na resistência do compósito (superior esta à resistência da matriz), garantir um meio de transferência de tensões juntamente com a transferência de cargas ao longo das fissuras e, principalmente, aumentar a tenacidade do compósito garantindo a este um mecanismo de absorção de energia, relacionada com o processo de deslocamento e arrancamento das fibras distribuídas ao longo da fissura. Conforme se pode verificar na figura a seguir, após a tensão máxima atingida pelo compósito, o decréscimo de tensão é acompanhado por uma grande deformação e, a energia total absorvida por uma viga é de 10 a 40 vezes maior para o concreto com fibras do que para concreto sem fibra (ACI, 2002 *apud* BENTUR e MINDESS, 1990).

A ação das fibras quando empregadas ao concreto ocorrem durante o carregamento do compósito. Ao atingir o limite elástico, a matriz irá fissurar-se primeiro e, todo o carregamento será suportado pelas fibras de forma contínua, gerando um aumento da deformação e uma maior energia de ruptura.

As fibras de aço frágeis poderão romper-se pela tensão de cisalhamento a que são submetidas (Figura 2.42 – a). Já, as fibras dúcteis deformam-se plasticamente de modo a se

transpor transversalmente pelas fissuras (bridging effect) (BASTOS, 1999) levando estas a alinharem-se ao esforço principal a que estão sendo solicitadas (Figura 2.42 – b) e, com isso, continuam a transmitir esforços e assegurado a dimensão da abertura (FIGUEIREDO, 2005).

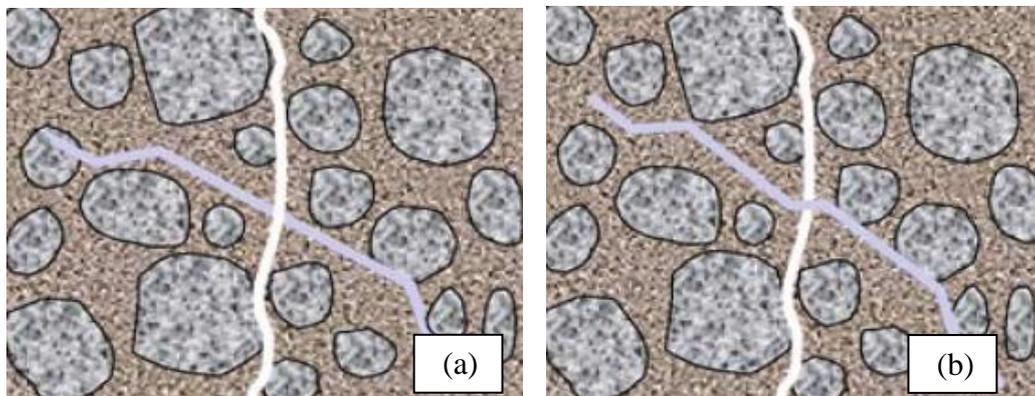


Fig. 2.42 – Fibras de aço atuando como “ponte de tensões” no momento da fissura
(a) Fibra frágil; (b) Fibra dúctil (FIGUEIREDO, 2005).

Para Figueiredo (2000), caso a fibra não apresente uma ductibilidade suficiente, esta ocasionará uma perda de eficiência ainda maior ao conjunto quando inclinada em relação ao plano de ruptura. Se esta não for capaz de se deformar plasticamente quando solicitada por um elevado nível de tensão de cisalhamento, alinhando-se ao esforço principal, acabará rompendo-se, visto que a eficiência das fibras nos compósitos será maior se elas ficarem alinhadas na direção das tensões de tração (BASTOS, 1999).

Vale ressaltar que a resistência da matriz também interfere na eficiência das fibras. Segundo Oliveira (2005), o concreto de alta resistência é mais frágil que o concreto de resistência normal e, para uma possível melhora na ductibilidade dos concretos de resistência elevada, é necessário um maior volume de fibras (Figura 2.43) comparados aos concretos menos resistentes.

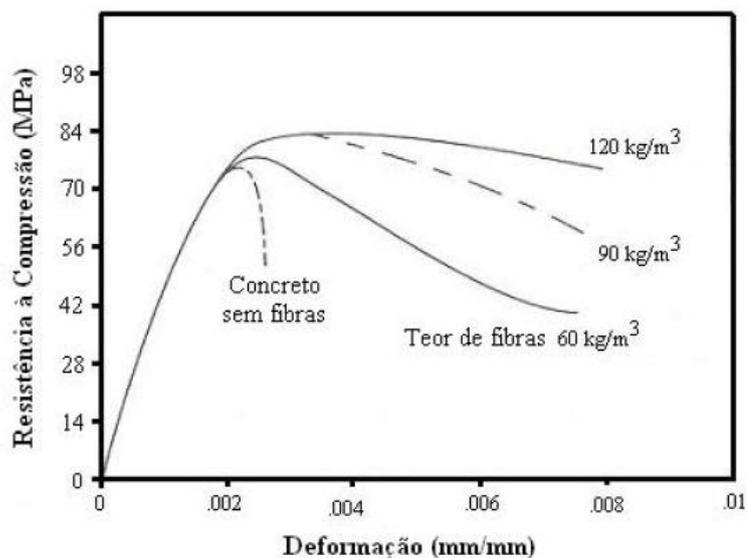


Fig. 2.43 – Comportamento à compressão do CRFA (SHAD, 1992 *apud* OLIVEIRA, 2005).

Pela análise dos fatores de eficiência no uso de fibras ao concreto, pode-se concluir que quanto mais direcionadas as fibras estiverem em relação ao sentido da tensão principal de tração, melhor será o desempenho deste concreto (FIGUEIREDO, 2000).

A ruptura do concreto ocorrerá pelo alongamento elástico ou plástico das fibras, por degradação da matriz do concreto na zona de transição fibra-matriz, por deslizamento da fibra ou por sua ruptura (OLIVEIRA, 2005).

2.9.4 Propriedades do CRFA

Para a escolha de um traço de concreto é necessário o conhecimento de seu uso e a resistência a ser pretendida, além da aplicação, manuseio e possíveis alterações de comportamento que as fibras de aço podem causar ao mesmo. Isso significa dizer que um bom concreto não deve basear-se apenas na resistência mecânica pretendida (MASIERO, 2008).

As propriedades do concreto com fibras dependem de inúmeros fatores, dos quais podem ser citados (OLIVEIRA, 2005) e (MACCAFERRI, 2009).

- Resistência mecânica do material empregado na fabricação da fibra;
- Características geométricas da fibra;
- Relação l/d (comprimento/diâmetro ou diâmetro equivalente para seções não circulares), chamado de fator de forma da fibra;

- Teor de fibras adicionadas ao concreto;
- Orientação e distribuição das fibras dentro do concreto;
- Tensão de aderência entre as fibras e a matriz;
- Dimensão máxima do agregado utilizado para a confecção da matriz;
- Relação entre o comprimento da fibra e a dimensão máxima do agregado
- Interface fibra-matriz;
- Dimensões, geometria e metodologia de ensaios aplicados aos corpos-de-prova.

Estas propriedades entre outras foram detalhadas nos itens a seguir.

2.9.4.1 Compatibilidade dimensional com agregados graúdos

Um comprimento adequado das fibras deve ser aquele que possibilite a sua distribuição aleatória na matriz e esteja dimensionalmente compatível com a dimensão máxima do agregado. De acordo com Figueiredo (2000) a fibra que deve atuar como ponte de transferência de tensões nas fissuras deve ter um comprimento tal que facilite o seu posicionamento correto em relação à fissura e, a compatibilidade deve possibilitar a atuação da fibra no concreto e não simplesmente como reforço da argamassa. A relação entre o comprimento da fibra e o comprimento característico do agregado de ser:

$$L_{\text{fibra}} > 2L_{\text{agregado}} \quad (2.11)$$

A Figura 2.44 (a) mostra um concreto com incompatibilidade dimensional entre os agregados e a fibra e na Figura 2.44 (b) onde esta compatibilidade ocorre. Nota-se que não havendo compatibilidade, poucas fibras atuam como ponte de transferência de tensões, tornando a eficiência do CRFA muito baixa.

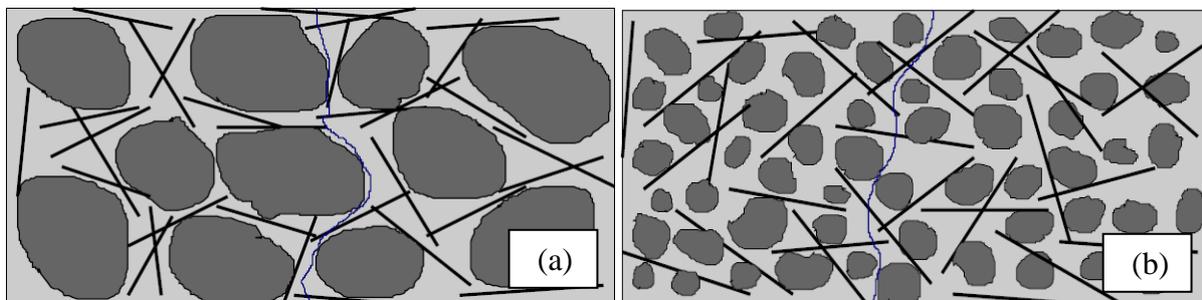


Fig.2.44 – (a) Situação demonstrando a incompatibilidade entre as fibras e agregado graúdo; (b) Compatibilidade dimensional entre as fibras e o agregado graúdo (FIGUEIREDO, 2000).

Para Mehta e Monteiro (1994), agregados maiores do que 19 mm não são recomendados para o uso de concretos com fibras de aço. Já para Figueiredo (2000) as fibras longas são recomendadas para uso em pavimentos, onde não há maiores restrições quanto à dimensão dos componentes do concreto. Mas, para o concreto projetado, onde a dimensão máxima característica do agregado raramente ultrapassa a 9,5 mm, a utilização de fibras curtas é recomendada uma vez que estas terão de correr por um mangote (Figura 2.45).



Fig. 2.45 – (a) Fibras de aço longas; (b) Fibras de aço curtas (FIGUEIREDO, 2000).

De modo a otimizar a mistura do concreto reforçado com fibras são normalmente empregadas duas alternativas: ou se reduz a dimensão máxima do agregado, ou se aumenta o comprimento da fibra utilizada (FIGUEIREDO, 2000).

2.9.4.2 Trabalhabilidade

Sabe-se que independente do tipo de fibra, a perda de trabalhabilidade é proporcional à concentração volumétrica das fibras introduzidas ao concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Para Figueiredo (2000) quanto maior for o fator de forma das fibras maior será o impacto na trabalhabilidade da mistura.

A adição das fibras influencia na consistência do concreto fresco e interfere, portanto, na sua trabalhabilidade gerando também uma tendência na diminuição da fluidez do concreto, que sob vibração este efeito de “endurecimento” pode sumir (BASTOS, 1999). Isto ocorre pelo fato de se ter uma elevada área específica, que demanda uma grande quantidade de água

de molhagem, resultando em uma menor quantidade de água disponível para fluidificar a mistura, aumentando assim o atrito interno do concreto e reduzindo sua mobilidade.

Esse efeito pode ser avaliado segundo a American Concrete Institute (ACI, 1993) pelo ensaio de abatimento do tronco de cone (“*Slump Test*”)(ABNT, 1998 – f), conforme a Figura 2.46 (FALCÃO BAUER, 1982), o qual pode não apresentar capacidade de medida da consistência do concreto quando o teor de fibras é elevado (FIGUEIREDO, 2000).

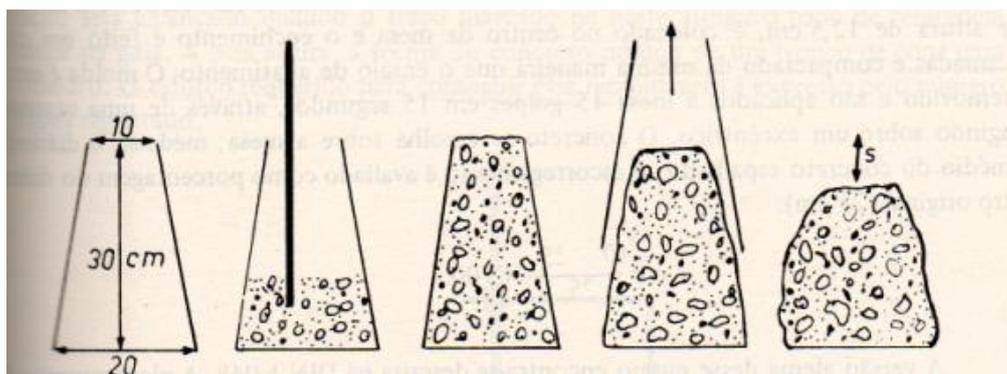


Fig. 2.46 – Ensaio de tronco de cone (FALCÃO BAUER, 1982).

Outro ensaio que mede o tempo de fluxo através do cone de abatimento invertido, conforme a Figura 2.47 (ASTM C995, 1994 *apud* FIGUEIREDO, 2000) que pode não ser o mais adequado para a avaliação da trabalhabilidade de concretos com fibras, pois se o concreto for muito plástico, acaba passando pela extremidade inferior aberta do cone com facilidade, invalidando o ensaio, e, se for muito coeso, acaba por entupir a extremidade inferior de modo a impossibilitar a obtenção de qualquer resultado do ensaio. Este ensaio consiste em inverter o cone de abatimento sobre um balde e preenchê-lo com o concreto sem compactação. Um vibrador de agulha é imerso verticalmente no centro do cone e assim, é determinado o tempo necessário para o concreto sair do cone através da sua base.

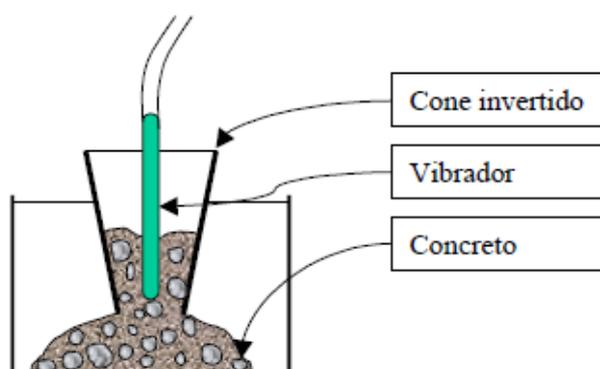


Fig. 2.47 – Ensaio do cone invertido (ASTM C995, 1994 *apud* FIGUEIREDO, 2000).

Um terceiro tipo de ensaio é denominado VeBe (Figura 2.48) e é considerado o mais adequado para avaliar a trabalhabilidade de concretos com fibras (FIGUEIREDO, 2000).

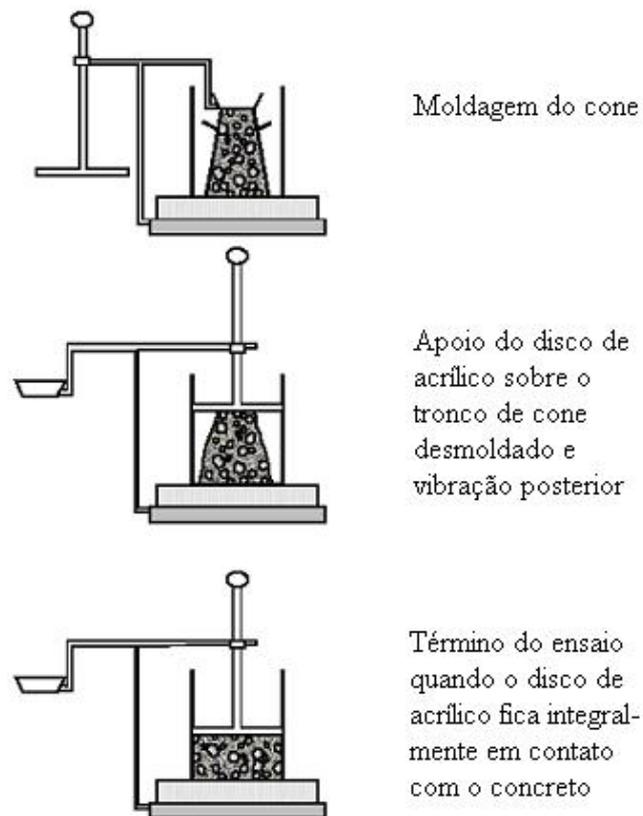


Fig. 2.48 – Equipamento para o ensaio VeBe (FIGUEIREDO, 2000).

O índice VeBe (VB) é considerado a medida de consistência do concreto definida como sendo o tempo necessário para remoldar o concreto contido no equipamento (Figura 2.48) da forma troncônica para a forma cilíndrica.

Independente do tipo de fibra, a perda de trabalhabilidade é função do fator de forma e do volume de fibras utilizados na mistura, como pode ser evidenciado na Figura 2.49, onde os dados mostram claramente que, com o aumento do fator de forma e aumento do teor de fibras, ocorre uma redução na trabalhabilidade do material (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

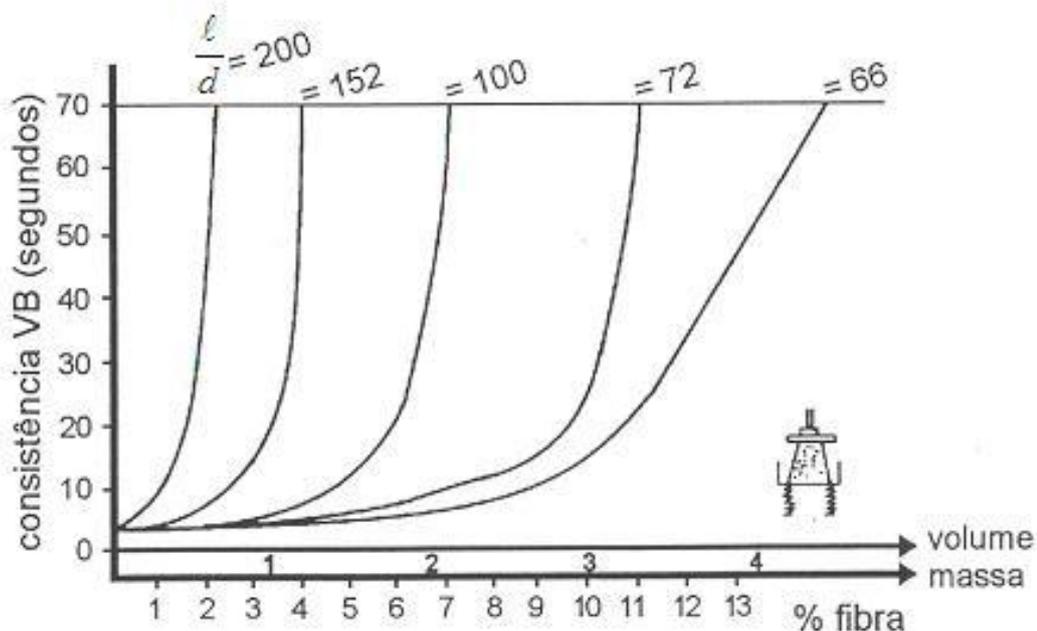


Fig. 2.49 – Efeito do fator de forma e do volume das fibras de aço na consistência de argamassa (METHA e MONTEIRO, 1994).

A Figura 2.50 mostra que para um volume de agregados graúdos acima de 30%, o teor de fibras fica limitado a menos de 1,5% (em volume) para que se possa obter uma boa consistência (TEZUKA, 1999 *apud* OLIVEIRA, 2005).

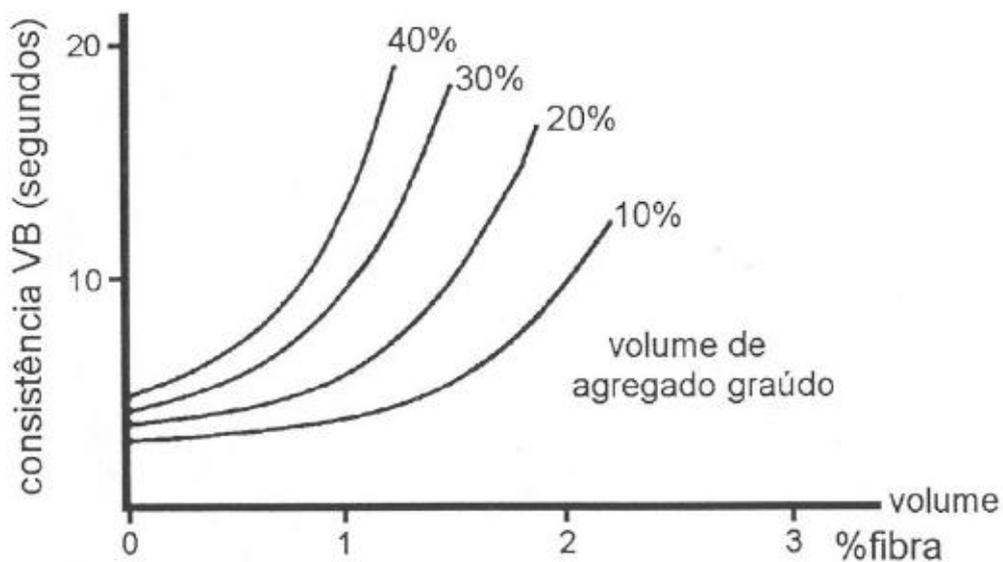


Fig. 2.50 – Efeito do volume do agregado na consistência dos compósitos (TEZUKA, 1999 *apud* OLIVEIRA, 2005).

Para solucionar o problema em relação à trabalhabilidade, além da alteração do tipo de fibra (geometria e superfície, para melhorar a aderência) e do desenvolvimento de técnicas especiais da forma de produção (o que exige equipamentos e processos específicos e onerosos) seria necessário a modificação das propriedades da matriz, com a utilização de aditivos plastificantes, superplastificantes, pozolanas ou sílicas ativas à mistura.

A relação água/cimento indicada é 0,55. Nos casos onde não se tem a trabalhabilidade necessária para o assentamento do concreto, é recomendado o uso de aditivos plastificantes, visto que estes não apresentam restrições quando usados juntamente com as fibras de aço.

2.9.4.3 Quantidade de fibras

O desempenho do CRFA dependerá de alguns fatores como: qualidade do concreto, quantidade e dimensões das fibras utilizadas e da interação fibra-matriz (proporcionada pelo efeito das ancoragens). Quantidade alta de fibras, comprimentos maiores que o limite (em relação ao tamanho dos agregados) e má distribuição, podem propiciar ao concreto embolamentos de fibras, formando os chamados *ouriços*, como demonstrado a seguir.

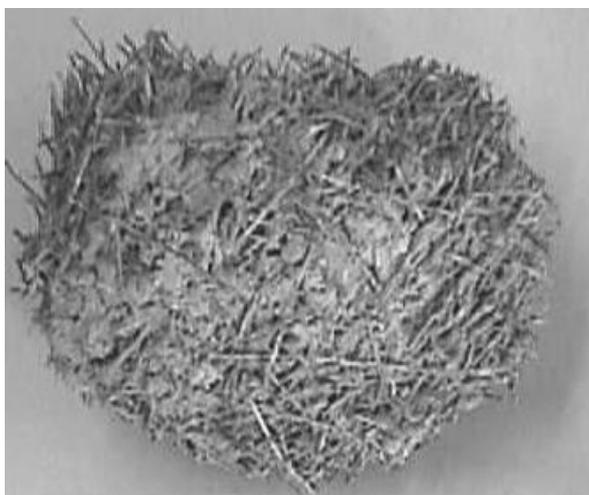


Fig. 2.51 – Ouriço formado por fibras de aço mal misturadas ao concreto (FIGUEIREDO, 2005).

Os “ouriços” são bolas formadas por fibras aglomeradas que acarretam uma redução no teor de fibras distribuídas homogeneamente ao concreto e constituem um ponto fraco devido à alta porosidade, no local onde for se alojar (FIGUEIREDO, 2005).

Em trabalhos realizados por Swamy *apud* Metha e Monteiro (1994), foi comprovado que as fibras de aço de fator de forma maiores do que 100 tendem a produzir este fenômeno

de empelotamento (ninho de fibras). Para que este fato possa ser evitado, é recomendada a adição de fibras em taxas controladas ou até mesmo o emprego das fibras coladas, formando feixes de 10 a 30 fibras (OLIVEIRA, 2005), já que estas têm sua cola dissolvida facilitando seu manuseio e mistura do compósito.

2.9.4.4 Durabilidade

Concretos contendo fibras de aço podem possuir excelente durabilidade, quando bem adensados e curados, enquanto as fibras permanecerem protegidas pela pasta. Nas condições ambientais onde ocorre a presença de íons cloreto, formação de ferrugem na superfície do concreto torna-se inevitável, ao passo que no interior da massa normalmente estas permanecem sem corrosão.

Destaca-se aqui o fato das fibras de aço não receberem nenhum tratamento especial para evitar a corrosão, portanto sua durabilidade está simplesmente relacionada ao seu confinamento no meio altamente alcalino (pH em torno de 12,5). A corrosão das fibras na superfície do concreto está associada à carbonatação do mesmo que se inicia na região mais próxima da atmosfera e força a redução do pH para 9 (FIGUEIREDO, 2000).

Segundo Bastos (1999) a corrosão das fibras de aço próximas à superfície não apresenta problemas à estrutura, visto que, não prejudica a integridade estrutural do concreto e não propicia o lascamento do concreto na superfície.

Em experimentos realizados em ambiente marítimos (MANGAT et al., 1989 *apud* BASTOS, 1999) não houve corrosão das fibras em componentes de concreto não fissurados. Nos fissurados, a corrosão das fibras ocorreu somente nas fibras da superfície próximas à fissura.

Estudos reportados por Mehta e Monteiro (1994) envolvendo ensaios de durabilidade a longo prazo, mostram que as fibras no concreto apresentam mínimos sinais de corrosão e nenhum efeito deletério nas propriedades do concreto após sete anos de exposição a ataque de sais de descongelamento. Quando o mesmo atinge o valor de 9 o aço é despassivado e propicia-se a corrosão (OLLIVER, 1998 *apud* BASTOS, 1999). No entanto, isto, vem a indicar a necessidade de previsão de um recobrimento, que pode ser até uma camada de sacrifício que garantirá uma seção mínima de trabalho para a estrutura durante a vida útil.

No entanto, deve-se ressaltar o fato de que as fibras restringem a propagação das fissuras no concreto. Como consequência direta da restrição à propagação das fissuras

proporcionada pelas fibras tem-se um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos com conseqüente aumento da durabilidade da estrutura (BASTOS, 1999). Assim, é de se esperar que a estrutura apresente um desempenho superior com relação a durabilidade com a utilização de fibras ao invés da armadura contínua convencional. Isso ocorre porque para que haja corrosão da armadura no concreto deve haver uma diferença de potencial, a qual pode ser originada por diferenças de concentração iônica, umidade, aeração, tensão no aço ou no concreto. Helene (1986) aponta que a corrosão localizada, apesar de intensa e perigosa, é originada quando os ânodos são de dimensões reduzidas e estáveis, sendo portanto, rara no concreto armado. Tanto maior será a dificuldade de se encontrar uma diferença de potencial numa armadura quanto menores forem suas dimensões. Assim é o caso da fibra comparada com a armadura convencional com barras contínuas. Este fato é confirmado por pesquisas que induziram a um severo ataque ao concreto armado, com fibras. Bentur e Mindess (1990) relatam uma série de pesquisas onde o desempenho do concreto reforçado com fibras foi superior ao convencional, seja com ataques severos de cloretos, seja por efeito de congelamento. Mesmo com o concreto fissurado a fibra apresenta uma capacidade resistente à corrosão, como apontou o estudo desenvolvido por Chavillard et al, (1989) *apud* Bastos (1999), que não observou sinais de corrosão e perda de seção transversal por este fenômeno quando a abertura de fissuras no pavimento não ultrapassou 0,2 mm.

2.9.2.5 Tenacidade

A tenacidade é definida pelo ACI (1996) como a energia total absorvida antes da completa ruptura do corpo de prova. Pode ser medida através da área completa sob a curva carga x deslocamento vertical obtida do ensaio de vigotas, no qual representa a energia absorvida para uma dada flecha. Esta pode ser medida também em testes de impacto.

Os principais fatores que afetam a curva carga x deslocamento e conseqüentemente a tenacidade são:

- o tipo, volume de fibra e a fator de forma;
- a natureza da deformação e a orientação das fibras na matriz;
- a composição da matriz;
- o tamanho do corpo de prova;
- o tipo e a taxa de carregamento;

- a precisão das medições das flechas.

A principal finalidade do CRFA é de melhorar a capacidade de absorção da energia da matriz do concreto.

2.9.4.6 Comportamento à compressão

Como já foi dito anteriormente, o objetivo das fibras de aço ao concreto não é alterar a resistência à compressão do compósito, embora possam ocasionar uma leve diferença nos ensaios. Bentur e Mindess (1990), Balaguru e Shah (1992) *apud* Oliveira (2005) afirmam que o aumento da resistência à compressão do concreto com adição de fibras de aço não passa de 25%.

2.9.4.7 Comportamento à tração na flexão

A resistência à tração na flexão é a propriedade mecânica onde ocorre o aumento mais significativo com a adição de fibras no concreto, sendo comuns aumentos maiores do que 100% (OLIVEIRA, 2005).

O aumento da tenacidade ocasionado pela fibra de aço torna sensível a distribuição das tensões nos elementos. Desta forma, o concreto reforçado com fibra de aço passa a adquirir um comportamento semelhante de materiais elastoplásticos pelo ganho de tenacidade. Por definição, os materiais elastoplásticos têm capacidade de suportar forças adicionais além do regime elástico.

Para um material idealmente elástico a resistência à flexão é igual à tensão última de resistência à tração, para um material elastoplástico é maior que a última resistência a tração, tendo um patamar de escoamento. No concreto reforçado com fibra a tensão de flexão depende da tensão de tração última e da tenacidade adquirida, podendo apresentar comportamento semelhante a materiais pseudo dúcteis. A Figura 2.52 apresenta as tensões e as deformações no regime elástico frágil e elástico plástico (BENTUR e MINDESS, 1990).

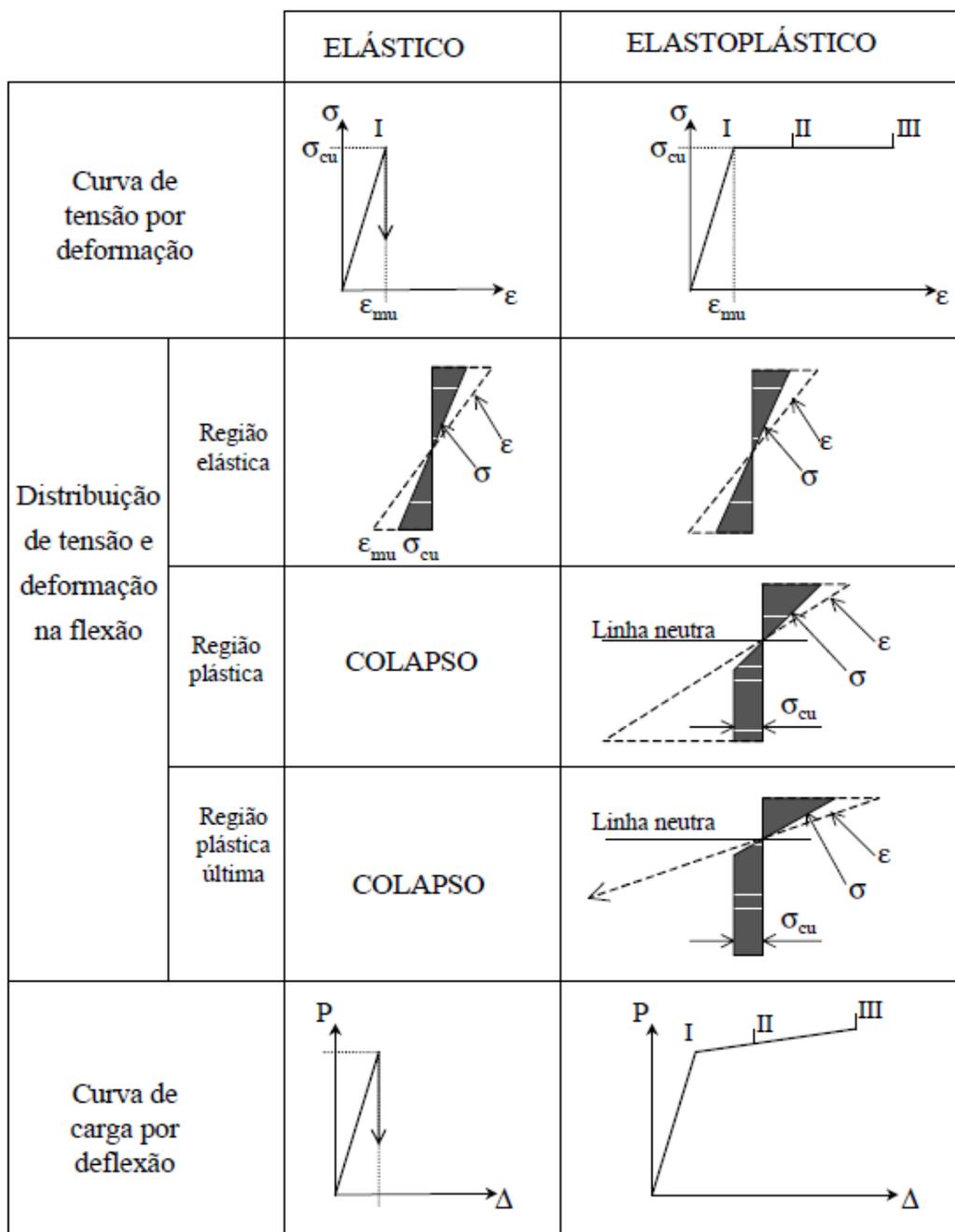


Fig. 2.52 – Comportamento elástico e elastoplástico ideal de um compósito na flexão e as respectivas distribuições de tensão e deformação (BENTUR e MINDESS, 1990).

2.9.4.8 Resistência ao impacto

Um concreto reforçado com fibras apresenta segundo ACI (1994, *apud* FIGUEIREDO, 2000) de 3 a 10 vezes mais resistência quando submetidos a ensaios dinâmicos como cargas explosivas, queda de massas e cargas dinâmicas de compressão,

flexão e tração, comparadas aos concretos comuns. Este ganho é dado à quantidade de energia dissipada no concreto resistente por fibras.

A fadiga é caracterizada como a ruptura do material que ocorre sob valores de esforços inferiores aos esforços estáticos que as estruturas são submetidas. Este fato ocorre devido à propagação das microfissuras existentes e que, a cada ciclo de carregamento tendem a se propagarem ainda mais, diminuindo a área útil para transferência de tensão. Com isso, entende-se que quanto mais próxima a carga cíclica estiver da resistência do material, menor será o número de ciclos necessários para o mesmo atingir a ruptura.

Ressalta-se que mesmo com carregamentos cíclicos, o concreto reforçado com fibras de aço, embora fissurado, continua a apresentar uma capacidade portante gerando um comportamento pseudo-dúctil ao material.

Um ensaio de medição da resistência ao impacto (FIGUEIREDO, 2000) consiste na queda de uma esfera de aço sobre uma massa de concreto que é apoiada sobre um determinado ponto fixo do corpo de prova, no qual serve para avaliar o ganho de desempenho quando fibras de aço são adicionadas ao concreto. Ressalva-se que o melhor desempenho está associado ao material que exigir um maior número de quedas da massa para se produzir uma primeira fissura e, subseqüentemente o colapso do material.

Para verificação desta análise, foi elaborado um modelo de ensaio que será apresentado no capítulo a seguir.

2.9.4.9 Resistência ao cisalhamento

De acordo com ACI (1994) as fibras de aço melhoram a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto, podendo até mesmo substituir ou suplementar na armadura convencionalmente utilizada na vertical (estribos).

As fibras de aço podem aumentar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto o suficiente para prevenir a ruptura catastrófica por tração diagonal e forçar a ruptura por flexão (ACI, 1994).

2.9.5 Principais Aplicações

O ACI (1993) prescreve que “geralmente, quando usado em aplicações estruturais, o concreto reforçado com fibras de aço deve somente ser usado em uma função suplementar para inibir a fissuração, melhorar a resistência ao impacto ou carregamento dinâmico e para resistir à desintegração do material. Em elementos estruturais onde tensões de tração axial ou de flexão irão ocorrer, tal como em vigas, colunas, lajes suspensas, a armadura de aço deve ser capaz de resistir às tensões de tração. Em aplicações onde a presença de armaduras contínuas não é essencial para a segurança e a integridade da estrutura, a melhora da resistência à flexão proporcionada pelas fibras pode ser usada para reduzir a espessura das seções, melhorar o desempenho ou ambas”.

Conforme mencionado no início deste capítulo, as fibras de aço vêm sendo aplicadas em usos estruturais e não estruturais. Estruturas hidráulicas (barragens e vertedouros), pavimentos de aeroportos e rodovias, pisos industriais, fundações de máquinas, concreto refratário, pisos de pontes, revestimento de túneis e minas, revestimentos lançados para estabilização de taludes em rodovias e ferrovias, cascas finas, estruturas resistentes à explosão, reservatório de líquidos e elementos pré-fabricados (ACI, 1993).

2.9.6 A Normalização Brasileira

As normas técnicas são instrumentos de grande importância para a realização de ensaios, testes e exames com confiabilidade, já que a ausência destas expõe o mercado a riscos de insucessos causados pela falta de parâmetros mínimos de referência para delimitar a especificação, seleção e controle do material. A utilização destas normas confere segurança, tanto para os fornecedores, quanto para os consumidores e, a correta observação de tais parâmetros resulta na qualidade e respeito ao trabalho profissional.

Visando a padronização para tal estudo, foram publicadas pela ABNT em dezembro de 2007, quase que simultaneamente: a nova especificação de fibras de aço e a atualização da norma *NBR 8890 – Tubo de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários* (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

A *NBR 15530* (ABNT, 2007) intitulada “*Fibras de aço para concreto – Especificação*” estabelece parâmetros de classificação para as fibras de aço de baixo teor de carbono e define os requisitos mínimos de forma geométrica, tolerância dimensionais aos

defeitos de fabricação, resistência à tração e dobramento das fibras. A norma se restringe ao produto da fibra em questão, não enfatizando o desempenho da mesma quando adicionada ao concreto, pois isso depende do teor de fibras e da resistência da matriz de concreto (FIGUEIREDO, 2005). Deste modo, não é possível garantir um bom desempenho a um CRFA apenas utilizando uma fibra de boa qualidade, mas sim verificando como a mesma foi especificada, dosada e o material ser controlado de acordo com a boa técnica (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

2.9.6.1 Termos e definições (ABNT, 2007)

Para efeito desta norma, aplica-se:

- *Fibras de aço* – filamentos de aço descontínuos produzidos especificamente para o uso em concretos;
- *Comprimento* – comprimento do segmento de reta que une as duas extremidades da fibra;
- *Diâmetro equivalente* – diâmetro de um círculo com área equivalente à seção transversal da fibra;
- *Fator de forma* – relação entre o comprimento e o diâmetro equivalente das fibras;
- *Limite de resistência à tração* – tensão de ruptura à máxima força que o aço pode resistir no ensaio de tração direta especificado para matéria prima que deu origem à fibra;
- *Lote* – quantidade de 4 t de material ou correspondente de cada remessa, caso seja inferior a esta quantidade.

2.9.6.2 Classificação das fibras de aço segundo a NBR 15530 (ABNT, 2007)

São previstos na nova norma três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica (ABNT, 2007):

- **Tipo A:** fibras de aço com ancoragem nas extremidades;
- **Tipo C:** fibra de aço corrugada;
- **Tipo R:** fibra de aço reta

A Figura 2.53 apresenta de maneira esquematizada a configuração geométrica dos diferentes tipos de fibras acima citados, como também suas respectivas classes. Existem três

classes previstas para as fibras de aço, as quais foram definidas baseadas no aço quanto ao processo de produção:

- **Classe I:** fibra oriunda de arame trefilado a frio;
- **Classe II:** fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- **Classe III:** fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

Esta classificação, além de definir o tipo de aço utilizado para a produção da fibra, definirá também a forma da seção transversal, o que apresentará as condições necessárias para se definir os requisitos geométricos finais juntamente com o nível de resistência mínima do aço (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

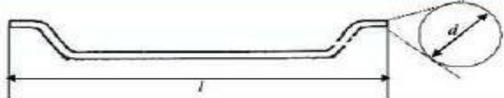
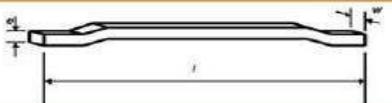
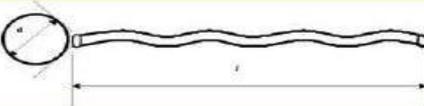
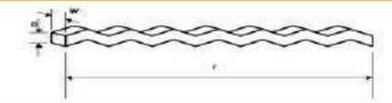
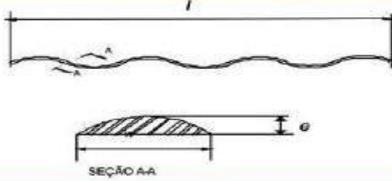
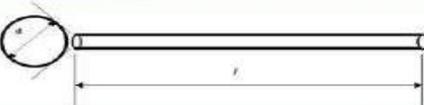
Tipo [geometria]	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Figura 2.53 – Classificação e geometria das fibras de aço para reforço de concreto (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

2.9.6.3 Requisitos e tolerâncias para as fibras de aço

Entre os fatores relevantes na definição do desempenho da fibra no CRFA estão: a geometria (fator de forma) e a resistência do aço utilizado na sua produção. O fator de forma, como apresentado anteriormente, é definido pela relação entre o comprimento e o diâmetro equivalente da fibra e o diâmetro equivalente como aquele correspondente a uma circunferência de mesma área que a seção transversal da fibra (ABNT, 2007), tendo assim, uma garantia no desempenho mínimo e significativa redução na variabilidade no comportamento das mesmas (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

A Tabela 2.2 abaixo apresenta o nível de resistência mínima do aço de produção em função da classe da fibra, para que as fibras sejam produzidas com materiais e métodos de fabricação adequados, para que estejam em conformidade com os requisitos da norma em questão (NBR 15530, 2007).

Tabela 2.2 – Requisitos especificados para as fibras de aço produzidas especificamente para uso em concreto (ABNT, 2007).

Tipo (geometria)	Classe da fibra	Fator de forma mínimo λ	Limite de resistência à tração do aço f_u MPa (*)
A	I	40	1 000
	II	30	500
C	I	40	800
	II	30	500
	III	30	800
R	I	40	1 000
	II	30	500

(*) Esta determinação deve ser feita no aço, no diâmetro equivalente final imediatamente antes do corte.

2.9.6.3.1 Quanto à tolerância dimensional

Para as fibras A-I, A-II, C-I, C-II, R-I e R-II: A variação permitida para o comprimento (l) em relação ao valor especificado é de $\pm 5\%$. Exceto para as fibras com comprimento (l) igual ou superior a 35mm ($l \geq 35\text{mm}$) onde, a variação permitida é de $\pm 10\%$.

Para as fibras C-III: a variação máxima permitida para o comprimento (l) em relação ao valor especificado é de $\pm 5\%$.

2.9.6.3.2 Quanto à resistência ao dobramento

A verificação é feita manualmente dobrando a fibra sobre um pino de 3,2 mm de diâmetro, a uma temperatura acima de 16 °C. Estas fibras devem suportar o dobramento a um ângulo de 90° sem a quebra em no mínimo 90% das fibras ensaiadas. Deve-se considerar uma amostra de 10 fibras retiradas aleatoriamente de cada lote para caracterização do mesmo.

2.9.6.3.3 Dimensões

Verificações das dimensões das fibras devem ser executadas, conforme a norma, para cada lote – uma amostra de 60 fibras, extraídas de no mínimo 10% das embalagens do referido lote e, as tolerâncias individuais devem atender no mínimo a 90% das fibras ensaiadas.

2.9.6.3.4 Verificação de defeitos

Deve ser realizada em cada lote com uma amostra de no mínimo 200 g e, este lote somente será aceito quando a amostra apresentar no mínimo 95% da massa de fibras sem defeitos. Para esta norma, são consideradas fibras defeituosas aquelas que estiverem emendadas pelo topo, ou as fibras do tipo A que não apresentarem ancoragem, conforme a Figura 2.54.

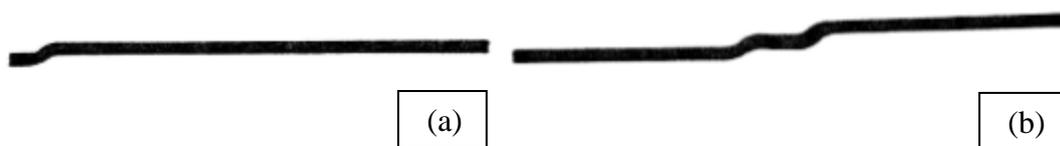


Fig. 2.54 – Possíveis defeitos visuais nas fibras de aço (a) fibras sem ancoragem; (b) fibras emendadas pelo topo (NBR 15530, 2007).

A oxidação superficial não é característica para uma rejeição, uma vez que removível sem a utilização de material abrasivo e que as dimensões de tolerância sejam atendidas.

2.9.6.4 Aceitação e rejeição de lotes

Para aceitação de um lote, o mesmo deve estar em conformidade com as exigências antes estabelecidas – tanto para a resistência ao dobramento como para a quantidade de fibras defeituosas com variação dimensional.

Na ocorrência de algum lote não atender esses requisitos, uma nova amostra com o dobro do tamanho anterior deve ser retirada do mesmo lote em inspeção e submetida a um reensaio. Caso esses resultados não correspondam aos limites especificados pela norma, o lote deve ser definitivamente rejeitado.

2.9.7 Vantagens e Desvantagens da Adição de Fibras

Em resumo, dentre as vantagens referentes à utilização de fibras genéricas para reforço de matrizes cimentícias, em comparação ao concreto convencional, podem ser citadas (WATANABE, 2008):

- ✓ As fibras promovem um aumento nas resistências à compressão e à tração de solos artificialmente cimentados;
- ✓ As fibras contribuem para uma mudança no comportamento tensão-deformação de matrizes cimentícias, com o aumento da ductibilidade, beneficiando o material no seu estado pós-fissuração;
- ✓ As fibras inibem a amplitude das fissuras associadas ao material compósito, acarretando um aumento na tenacidade;
- ✓ As fibras controlam a propagação das fissuras dentro da matriz do compósito;
- ✓ O reforço com fibras provoca um aumento das resistências à fadiga, às cargas de impacto e dinâmicas.

2.10 CONSIDERAÇÕES FINAIS DESTE CAPÍTULO

A normalização produzida pela ABNT caracteriza um marco na tecnologia do CRFA no Brasil. Apresenta as exigências mínimas para a resistência do aço, o que proporciona uma padronização na produção das fibras de aço no país.

Acredita-se que a *NBR 15530* (ABNT, 2007) é a base para uma futura normalização do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), como ocorreu com os tubos de concreto. Para demais finalidades, ainda muitos ensaios e estudos devem ser realizados a fim da implementação de uma norma com indicação de teores e formatos adequados, visto que esta não é suficiente para generalizar o uso do CRFA em todas as suas possíveis aplicações.

Deve-se salientar que a melhora das propriedades mecânicas do material depende do nível de tensão que é transferida da matriz para a fibra, sendo que este nível está associado a fatores como alinhamento, comprimento e ancoragem da fibra e, também, ao volume de fibra adicionado por metro cúbico de concreto (ABNT, 2007)

As fibras de aço apresentam o papel principal na definição do custo relativo ao CRFA, uma vez que o tipo, o fator de forma, a quantidade, a resistência, o tamanho e a forma são influencias diretas para determinação do método de moldagem, dimensionamento dos agregados e conseqüentemente o custo do CRFA. Para Shah (1991) *apud* Figueiredo (2000) um concreto com fibras mesmo em um teor abaixo do volume crítico, embora apresente vantagens na sua aplicação pode dobrar o seu custo por metro cúbico de concreto. Para isto, a dosagem correta do teor de fibras torna-se essencial para a viabilidade econômica da mistura.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

No trabalho de pesquisa, procurou-se estudar o comportamento do concreto quanto à resistência através de suas propriedades mecânicas (resistência por compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, resistência à tração na flexão e resistência ao impacto) com diferentes teores de fibras.

Com o objetivo de avaliar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), foi desenvolvido um programa experimental que será detalhado na seqüência desta dissertação.

Para isto, foi necessário dividir este capítulo em subitens especificando os ensaios e, para cada um destes foram descritos os materiais empregados na confecção dos concretos, os procedimentos de mistura, moldagem, armazenamento e preparação para a ruptura dos corpos de prova.

3.1 METODOLOGIA

Para elaboração deste trabalho, utilizou-se primeiramente como recurso a revisão bibliográfica – cabe ressaltar aqui que, esse estudo apresentado é uma continuação da monografia apresentada para conclusão de curso em Engenharia Civil pela mesma autora – onde se buscou analisar e coletar dados sobre o uso da fibra de aço quando adicionadas ao concreto.

As normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), foram empregadas na realização dos ensaios de avaliação dos concretos pesquisados.

Estudos e ensaios de durabilidade e resistência em concretos reforçados com diferentes teores de fibras de aço (CRFA) foram desenvolvidos a fim de verificar a eficiência nestes compósitos.

O desempenho destes materiais foi avaliado por meio de ensaios à compressão direta (ABNT, 1994 – a), à tração por compressão diametral (ABNT, 1994 – b) e à flexão em corpos de prova prismáticos sob quatro pontos de carga (ABNT, 1991 – c), além do desenvolvimento de um equipamento que simula a batida constante do concreto pelas ondas, procedimentos a serem seguidos em laboratórios, entre outros.

3.2 PROPRIEDADES FÍSICAS E QUÍMICAS DOS MATERIAIS

3.2.1 Cimento

As propriedades físicas do cimento Portland são consideradas sob três aspectos: propriedades do produto em sua condição natural, da mistura de cimento e água e proporções convenientes da pasta e, da mistura da pasta com os agregados (FALCÃO BAUER, 1982).

Essas propriedades se enquadram em processos artificialmente definidos nos métodos e especificações padronizados, no qual oferecem sua utilidade para o controle de aceitação do produto ou para avaliação de suas qualidades para fins de utilização dos mesmos.

3.2.1.1 Módulo de finura (ABNT, 1991 – a)

A finura é uma noção relacionada com o tamanho dos grãos do produto. Este é o fator de principal influência na velocidade da reação de hidratação. O aumento da finura melhora a resistência do cimento (em especial na primeira idade), diminui a exsudação (fenômeno que consiste na separação espontânea da água de mistura), diminui a permeabilidade e a trabalhabilidade dos concretos.

Em termos de finura, quanto maior for à superfície específica em contato com a água, ou seja, quanto menores forem os grãos, mais rapidamente ocorrerá à hidratação do cimento (WATANABE, 2008).

Segundo a norma *NBR MB 3432: Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75 μm (n° 200)* (ABNT, 1991 – a), para realização deste procedimento necessita-se de: 50 g de cimento e peneira 0,075 mm (n° 200).

Primeiramente pesa-se a amostra. Para a eliminação dos finos, o cimento deve ser peneirado com movimentos suaves por 5 minutos até que os grãos mais finos passem quase que por sua totalidade pelas malhas da tela. O material passante deve ser descartado. Peneira-se a amostra retida com movimentos suaves de 15 a 20 minutos, descartando novamente o material passante. Ao final, coloca-se a tampa e o fundo na peneira e, segurando com as duas mãos ligeiramente inclinadas, executam-se movimentos rápidos de vaivém durante 60 segundos. Após este tempo, devem ser limpos a tela da peneira e todo o material retido, pesado.

A execução desse procedimento deve ocorrer até que a massa passante do material for menor que 0,05 g (0,1% da massa inicial).

O resultado do processo se dá pela utilização da seguinte fórmula:

$$F = \frac{R}{M} \times 100 \quad (3.1)$$

onde:

F: índice da finura do cimento;

R: resíduo de cimento na peneira n° 200 [gramas];

M: massa inicial do cimento [gramas].

De acordo com a norma, o índice de finura do cimento deve ser menor ou igual a 8 %.

3.2.1.2 Pasta de consistência normal (ABNT, 2003 – b)

Para realização deste procedimento necessita-se de: 500 g de cimento; 165 g de água destilada (a quantidade de água deve ser determinada por tentativas).

Com o misturador parado, em posição de início de ensaio, adicionar o cimento e a água deixando a mistura em repouso por 30 segundos. Nos próximos 30 segundos, ligar-se o misturador em velocidade lenta ($62 \pm 5 \text{ min}^{-1}$), desligar e raspar as paredes da cuba com uma espátula fazendo com que toda a pasta a elas aderida fique no fundo, realizar essa operação em 15 segundos. Imediatamente, mistura-se a pasta por 1 minuto em velocidade rápida ($125 \pm 10 \text{ min}^{-1}$).

Coloca-se o molde com a base maior apoiada sobre uma placa base (vidro) e então, com o auxílio de uma espátula metálica, enche-se rapidamente com a pasta preparada. Retira-se o excesso de pasta e rasar o molde com o auxílio de uma régua metálica, colocando-a sobre a borda da base menor e fazendo movimentos de vai-e-vém sem comprimir a pasta.

Coloca-se o conjunto no aparelho de Vicat (Figura 3.1). Este aparelho consiste em um suporte (A) fixo provido de uma haste móvel (B) que tem em uma das extremidades a sonda de Tetmayer (C) e, no outro extremo, uma agulha desmontável, a agulha de Vicat (D). Ambas apresentam graduação milimétrica e terminam em seção plana. Para usar uma ou outra, basta mudar a posição das hastes. A figura a seguir apresenta este equipamento e suas principais partes:

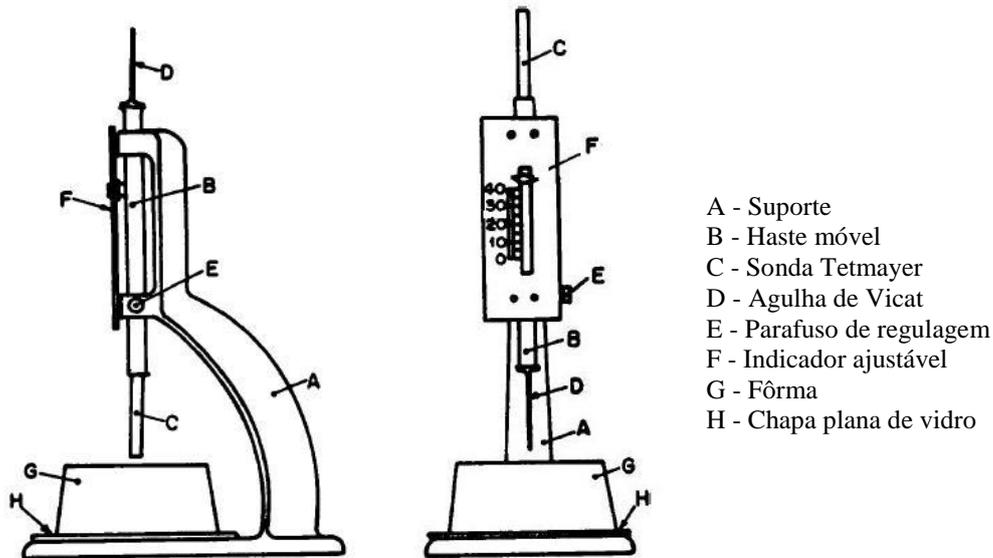


Fig. 3.1 – Aparelho de Vicat (ABNT, 2003 – b).

A haste (B) deve ser abaixada até que o extremo da sonda (C) entre em contato com a superfície da pasta e fixada nesta posição com o auxílio de um parafuso (E). Após 45 segundos do término da mistura, deve-se soltar a haste.

A pasta é considerada como tendo consistência normal quando a sonda de Tetmayer se situar a uma distância de (6 ± 1) mm da placa base, após os 30 segundos em que foi solta. Caso não se obtenha este resultado, devem ser preparadas diversas pastas variando a quantidade de água e utilizando uma nova porção de cimento a cada tentativa.

Resultado:

$$A = \frac{m_a}{m_c} \times 100 \quad (3.2)$$

onde:

m_a : massa de água destilada [gramas];

m_c : massa de cimento [gramas];

A: % de água.

3.2.1.3 Tempo de pega (ABNT, 2003 – e)

É um fenômeno artificialmente definido como o momento em que a pasta adquire certa consistência no qual o torna própria para o trabalho. A partir de um certo tempo após a mistura, quando o processo de pega alcança determinado estágio, a pasta não é mais trabalhável, não admitindo operação de remistura. Tal período de tempo constitui o prazo

disponível para as operações de manuseio das argamassas e concretos, após o qual esses materiais devem permanecer em repouso e em sua posição definitiva, para permitir o desenvolvimento do endurecimento da pasta (FALCÃO BAUER, 1982).

A caracterização da pega é feita pela determinação de dois tempos distintos – o tempo de início e fim de pega. Os ensaios são feitos com a pasta de consistência normal, detalhada anteriormente e, com o aparelho de Vicat, que mede a resistência à penetração de uma agulha na pasta de cimento.

Material utilizado: 500 g de cimento; 165 g de água destilada (a quantidade de água adicionada deve ser a mesma obtida no ensaio de pasta de consistência normal). O molde com o cimento obtido no experimento anterior será o mesmo utilizado para a realização desta experiência.

- Início de pega: tempo transcorrido desde adição da água ao cimento até o momento em que a agulha ficar a (4 ± 1) mm da placa base.

Antes da leitura, deve-se descer a agulha de Vicat da haste móvel até que ela toque a placa base fora do molde para ajustar o indicador na marca zero da escala. Após 30 minutos de repouso da pasta do ensaio de consistência normal, coloca-se o conjunto do molde com a pasta no aparelho de Vicat, situando-o sobre a agulha. Descer a agulha suavemente até que haja contato desta com a pasta. Aguardar de 1 a 2 segundos nesta posição, evitando qualquer ação sobre as partes móveis, para que a agulha parta do repouso. Solta-se então rapidamente as partes móveis, permitindo que a agulha penetre verticalmente na pasta. A leitura é feita quando houver terminado a penetração ou após os 30 segundos de solta a agulha, ou o que ocorrer primeiro. Repetir a leitura de 30 em 30 minutos, até obter a leitura de 0,5 mm da superfície.

- Fim de pega: intervalo de tempo transcorrido desde a adição de água até o momento em que a agulha de Vicat penetrar 0,5 mm na pasta.

Após a determinação do fim de pega, inverte-se o molde cheio sobre sua placa base, de modo que o ensaio de fim de pega seja realizado na face oposta do corpo de prova. A verificação da leitura deve ser feita de 30 em 30 minutos até obter a leitura de 0,5 mm da superfície.

3.2.1.4 Densidade (ABNT, 2001 – a)

Densidade é um valor variável com o tempo, aumentando à medida que progride o processo de hidratação. A densidade absoluta do cimento Portland é considerada usualmente 3,15 quando máxima, e a densidade aparente na ordem de 1,5 (FALCÃO BAUER, 1982).

A NBR NM 23 (ABNT, 2001 – a) especifica para o ensaio de densidade a necessidade de 60 g de cimento e querosene.

Coloca-se querosene até a marca “0” do frasco de “Le Chatelier”. O cimento deve ser adicionado aos poucos no frasco com o auxílio de um funil. Deixa-se a mistura em repouso em uma vasilha com água de modo a estabilizar a temperatura, conforme a Figura 3.2.



Fig. 3.2 – Ensaio de densidade do cimento.

Resultado:

$$\rho = \frac{P}{V} \quad (3.3)$$

onde:

ρ : densidade;

P : massa do material ensaiado [gramas];

V : volume deslocado pela massa do material ensaiado [cm³]

O resultado final deve ser a média de pelo menos duas determinações que não diferenciam entre si em mais do que 0,01 g/cm³.

3.2.1.5 Resistência à compressão (ABNT, 1996)

A resistência é determinada pela ruptura à compressão de corpos de prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura realizados com argamassa. Os corpos de prova são elaborados com argamassa composta de uma parte de cimento, três de areia normalizada e relação água/cimento de 0,48.

Equipamento necessário: misturador mecânico.

Material utilizado: cimento portland = 624 g

água = 300 g

areia normal: fração grossa (abertura da peneira 1,2 mm)	= 468 g
fração média grossa (abertura da peneira 0,6 mm)	= 468 g
fração média fina (abertura da peneira 0,30 mm)	= 468 g
fração fina (abertura da peneira 0,15 mm)	= 468 g
	1872 g

Na cuba da argamassadeira deve-se colocar a água e o cimento. Liga-se o misturador mecânico por 30 segundos em velocidade baixa. Nos 30 segundos a seguir, sem desligar o misturador adiciona-se a areia (misturada as quatro frações). Após estes, permanecer a mistura em mais 30 segundos em velocidade alta. Desliga-se então o misturador por 1 minuto e 30 segundos, sendo que nos 15 primeiros segundos deve-se retirar o excesso da argamassa das paredes da cuba e da pá. Após este repouso, liga-se novamente o misturador mecânico por mais 1 minuto em velocidade alta. Terminado este, retira-se a pasta da cuba para então moldar os corpos de prova.

Devem ser moldados quatro corpos de prova para cada idade (3, 7 e 28 dias). A moldagem deve ser preenchida em quatro camadas de alturas aproximadamente iguais e cada uma delas receber 30 golpes uniformes com o soquete normal e igualmente distribuídos. O processo é então finalizado com o rasamento dos corpos de prova com uma placa de vidro em seu topo, não só com a finalidade de nivelar, mas também de evitar a evaporação da água de amassamento.

Após 24 horas da moldagem dos corpos de prova, estes devem ser colocados em um tanque com água e cal (Figura 3.3) de modo a ocorrer à cura.



Fig. 3.3 – Corpos de prova imersos no tanque com água e cal.

Para a realização do ensaio de resistência à compressão, é necessário fazer no dia do rompimento o capeamento dos corpos de prova. Este consiste em revestir o topo com uma fina camada de um material que apresente: aderência ao corpo de prova, compatibilidade química com o concreto, fluidez no momento da aplicação, acabamento liso e plano após o endurecimento. Neste caso, é indicado pela norma um capeamento de enxofre e pó de pedra a quente (Figura 3.4), de maneira que a camada formada em cada extremidade apresente espessura máxima de 2 mm.



Fig. 3.4 – Capeamento dos corpos de prova.

O enxofre possibilita que todos os topos fiquem paralelos entre si e as cargas de compressão se distribuem uniformemente pela superfície.

A resistência à compressão dos corpos de prova é enfim calculada dividindo a carga de ruptura pela área da seção do corpo de prova. Calcula-se também a média das resistências individuais, em mega pascal [MPa], dos corpos de prova ensaiados.

Os valores de resistência encontrados neste ensaio devem atender aos padrões estabelecidos pela norma do cimento CP IV (ABNT, 1991 – b). A resistência mínima estabelecida deve ser de 10 MPa aos 3 dias, 20 MPa aos 7 dias, e 32 MPa aos 28 dias.

3.2.2 Agregados

O tamanho dos agregados influencia na relação água/cimento dos concretos. Em geral, os materiais mais grossos necessitam de menos água devido à sua menor superfície específica, no que proporciona trabalhabilidade com uma relação menor de a/c.

Para os ensaios físicos usados na caracterização dos agregados, grãos e miúdos, será utilizada uma série de peneiras no qual suas aberturas apresentam-se na tabela a seguir:

Tab. 3.1 – Série de peneiras (ABNT, 2003 – f).

N° da Peneira	ABERTURA DA MALHA	
	Série Normal	Série Intermediária
	75 mm	-
# 2"	-	63 mm
	-	50 mm
# 1"	37,5 mm	-
	-	31,5 mm
	-	25 mm
# 3/4"	19 mm	-
# 3/8"	-	12,5 mm
	9,5 mm	-
# 1/4"	-	6,3 mm
# 4	4,75 mm	-
# 8	2,36 mm	-
# 16	1,18mm	-
# 30	600 µm	-
# 50	300 µm	-
# 100	150 µm	-

3.2.2.1 Agregado miúdo

Em relação à procedência dos agregados miúdos, tanto as areias naturais de rios quanto as artificiais obtidas por britamento de rocha podem ser utilizadas na fabricação do concreto. Entretanto, as areias naturais de rios exigem menos água de amassamento, pois apresentam partículas arredondadas e lisas resultante de um processo natural de rolamento dos grãos, portanto são preferíveis (WATANABE, 2008).

3.2.2.1.1 Granulometria (ABNT, 2003 – f)

Para realização deste procedimento é necessário fazer um quarteamento da amostra de areia e separar em duas amostras de ± 1200 g. Em seguida, secar as amostras em estufa a 100°C por 24 horas.

Material utilizado: peneiras de abertura 9,5 – 4,8 – 2,4 – 1,2 – 0,6 – 0,3 – 0,15 – 0,075mm – agitador de peneiras.

As peneiras devem ser encaixadas de modo a formar um conjunto único, com abertura das malhas de modo crescente da base para o topo. Insere-se a primeira amostra de areia na peneira superior do conjunto. Após, introduz-se no agitador por 10 minutos.

Retirado o conjunto do agitador, deve-se pesar o material retido em cada uma das peneiras, limpando-as com pincel. Repete-se o procedimento com a segunda amostra quarteada.

Através da análise da tabela de granulometria (quantidade de material retido e acumulado em cada peneira e suas porcentagens acumuladas) pode-se calcular o **Módulo de Finura** (ABNT, 2003 – f) desta areia. Este consiste na soma das porcentagens retidas acumuladas em massa do agregado das peneiras da série normal (peneiras N° - 3/8", 4, 8, 16, 30, 50 e 100) dividida por 100.

$$\text{Módulo de Finura} = \frac{\sum \% \text{retidas acumuladas}}{100} \quad (3.4)$$

Outro dado importante que se pode adquirir através da granulometria é **Dimensão Máxima Característica** do agregado (ABNT, 2003 – f). Esta é definida como a grandeza associada à distribuição granulométrica do agregado, correspondente à abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual o agregado

apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa.

3.2.2.1.2 Massa específica (ABNT, 2003 – c)

De acordo com a norma *NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente* (ABNT, 2003 – c), tem-se massa específica como a relação entre a massa do agregado seco e seu volume, excluindo assim os poros permeáveis.

Para realização deste experimento, deve-se pesar 500 g de agregado miúdo seco. Colocar água no frasco de Chapman até a marca de 200 cm³. Em seguida, introduzir cuidadosamente o agregado no frasco ao o auxílio de um funil e agita cuidadosamente para a eliminação das possíveis bolhas de ar.



Fig. 3.5 – Ensaio de determinação da massa específica para agregado miúdo.

A leitura do nível atingido pela água no frasco indica o volume em cm³, aquele ocupado pelo conjunto água + areia.

Resultado:

$$\gamma = \frac{500}{(L - 200)} \quad (3.5)$$

onde:

γ : massa específica;

L : leitura do frasco (volume do conjunto água + agregado) [cm³].

3.2.2.1.3 Massa específica aparente

Conforme a *NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente (ABNT, 2003 – c)*, denomina-se massa específica aparente (γ_{ap}) a relação entre a massa do agregado seco e seu volume, incluindo os poros permeáveis.

Primeiramente, para a realização deste ensaio verifica-se a tara da caixa de ferro com volume de 1965,02 cm³. Após enche-se a caixa com o agregado miúdo a alturas e velocidades constantes por três vezes, com a finalidade de obter-se uma média.



Fig. 3.6 – Massa específica aparente da areia.

Resultado:

$$\gamma_{ap} = \frac{\text{peso}}{\text{volume}} \rightarrow \frac{(\text{pesomédio} - \text{tara})}{\text{volume}} \quad (3.6)$$

onde:

pesomédio: média de três verificações (caixa de aço + areia) [kg ou g];

tara : tara da caixa de aço [kg ou g];

volume: volume da caixa de aço [dm³ ou cm³]

3.2.2.1.4 Impurezas orgânicas (ABNT, 2001 – c)

A matéria orgânica é a impureza mais freqüente nas areias. Estas são detritos de origem vegetal que, mesmo sendo em partículas minúsculas, porém em grande quantidade, chegam a escurecer o material (FALCÃO BAUER, 1982).

Este ensaio colorimétrico indica a existência ou não de impurezas orgânicas nas areias. É realizado através de uma comparação de uma solução padrão preparada simultaneamente.

Em um copo béquer deve-se adicionar 200 g de areia seca (esta não pode ser seca em estufa) e 100 ml de solução de hidróxido de sódio. Agitar vigorosamente e deixar em repouso a mistura por 24 horas.

A solução padrão é feita com 3 ml de solução de ácido tânico e 97 ml de solução de hidróxido de sódio. Esta mistura também deve repousar por um período de 24 horas, conforme mostrado na Figura 3.7.



Fig. 3.7 – Mistura com areia e mistura da solução padrão.

Abaixo são apresentados os componentes de cada solução utilizada neste ensaio:

– Solução de hidróxido de sódio a 3%: hidróxido de sódio = 30 g

água destilada = 970 g.

– Solução de ácido tânico a 2%: ácido tânico = 2g

álcool a 95% = 10 ml

água destilada = 90 ml

Terminado o prazo indicado, a solução que estiver em contato com a areia deve ser filtrada e, a partir daí, pode-se então fazer a comparação da tonalidade das duas soluções. Se a cor da solução estiver em contato com a areia for mais intensa que a solução padrão, pode-se dizer que a areia apresentou uma concentração de matéria orgânica superior a 300 partes por milhão.

Sendo assim, “partes por milhão” refere-se à proporção de matéria orgânica concentrada na areia. Interpreta-se 300 ppp correspondente a 1.000.000 de partes de areia onde 300 são da substância referida.

3.2.2.2 Agregado graúdo (ABNT, 2003 – d)

Agregado graúdo conforme a norma *NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água* (ABNT, 2003 – d) é aquele cuja maior parte de suas partículas fica retida na peneira com abertura de malha de 4,75 mm, ou a porção retida nessa mesma peneira.

Para proceder aos ensaios determinantes do agregado graúdo é necessário fazer um quarteramento da amostra de areia e separar em duas amostras de ± 5000 g. Em seguida, secar as amostras em estufa a 100°C por 24 horas.

3.2.2.2.1 Granulometria (ABNT, 2003 – f)

Material utilizado: peneiras da série normal (mm); 76 – 38 – 19 – 9,5 – 4,8 – 2,4 – 1,2 – 0,6 – 0,3 – 0,15.

As peneiras devem ser encaixadas de modo a formar um único conjunto, com a abertura das malhas em ordem crescente da base para o topo, igualmente ao procedimento realizado com a areia.

A primeira amostra de brita deve ser introduzida na peneira superior do conjunto apropriado para o ensaio granulométrico de brita. Após, ligar o agitador por 10 minutos.



Fig. 3.8 – Peneiras no agitador para granulometria da brita.

Retirado o conjunto do agitador, deve-se pesar o material retido em cada uma das peneiras limpando-as com pincel. Repete-se o procedimento com a segunda amostra quarteada.

3.2.2.2.2 Massa específica (ABNT, 2003 – d)

Material utilizado: 500 g de brita.

Num frasco de vidro, deve-se colocar água até o topo, em seguida, tapar o frasco com uma superfície de vidro de modo que não fique nenhuma bolha (Figura 3.9). Então, verifica-se seu peso.



Fig. 3.9 – Frasco de água sendo rasado de modo a não obter bolhas.

Submergir o agregado na água à temperatura ambiente e deixar o composto repousando por 24 ± 4 h. Completar novamente com água sem deixar ar no frasco e, pesar outra vez.

Resultado:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{(P_s + P_a - P_{as})} \quad (3.7)$$

onde:

γ_s : massa específica do agregado seco [g/cm^3];

P_s : 500 g de brita;

P_a : peso do recipiente + água [gramas];

P_{as} : peso do recipiente + água + brita [gramas].

3.2.2.2.3 Massa específica aparente

Para a realização deste ensaio (γ_{ap}), verifica-se a tara da caixa de ferro (mesma para o ensaio com areia) com volume de 15 litros. Após enche-se a caixa com o agregado graúdo a alturas e velocidades constantes por três vezes, com a finalidade de obter-se uma média.

Resultado:

$$\gamma_{ap} = \frac{\text{peso}}{\text{volume}} \rightarrow \frac{(\text{peso médio} - \text{tara})}{\text{volume}} \quad [\text{kg/dm}^3 \text{ ou g/cm}^3] \quad (3.8)$$

onde:

peso médio: média de três verificações (caixa de aço + brita) [kg ou g];

tara : tara da caixa de aço [kg ou g];

volume: volume da caixa de aço [dm³ ou cm³].

3.2.2.2.4 Material pulverulento (ABNT, 2001 – b)

A norma NBR NM 46 – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm (ABNT, 2001 – b), estabelece o método para a determinação por lavagem, em agregados, da quantidade de material mais fino que a abertura da malha da peneira de 75 μm . As partículas de argila e outros materiais acabam se dispersando por lavagem e assim como os materiais solúveis em água, serão removidos do agregado durante o ensaio.

Para a realização deste ensaio, a massa da amostra seca, deve ser maior ou igual à definida pela Tabela 3.2, onde estabelece uma relação com a dimensão máxima nominal do agregado utilizado.

Tab. 3.2 – Quantidade mínima de amostra (ABNT, 2001 – b).

Tamanho máximo nominal / <i>Dimensão máxima nominal</i> mm	Masa mínima / <i>Massa mínima</i> g
2,36	100
4,75	500
9,5	1 000
19,0	2 500
37,5 o mayor / ou superior	5 000

De acordo com a norma, deve-se lavar uma amostra de agregado utilizando apenas água. A água de lavagem decantada, contendo o material suspenso e dissolvido deve ser

passada através de uma peneira de 75 µm. A perda em massa resultante do tratamento com água deve ser calculada em porcentagem da massa da amostra original e registrada como a porcentagem de material mais fino que a peneira 75 µm por lavagem, conforme segue a equação:

$$m = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100 \quad (3.9)$$

onde:

m : porcentagem de material mais fino que a peneira de 75 µm por lavagem;

m_i : massa original da amostra seca [g];

m_f : massa da amostra seca após a lavagem [g].

3.2.3 Fibra de Aço

Nesse estudo foram utilizadas fibras de aço das marcas Harex KSF 60/0,75 (para o ensaio de durabilidade) e Steel FSD 75/60 AI – FF80 (para o ensaio de resistência) ambas com ancoragem em ganchos, comprimento igual a 60 mm e uma seção transversal de 0,75 mm, resultando num fator de forma 80.

3.2.4 Aditivo Plastificante

A resistência final do concreto é inversamente proporcional à quantidade de água adicionada, denominada “relação água/cimento”. Como se deseja nos ensaios produzir um concreto mais resistente, é necessário adicionar uma menor quantidade de água à mistura, contra isso, se obtém um concreto menos trabalhável e então, neste caso, torna-se necessário o uso de plastificante.

A adição dos aditivos plastificantes ao concreto torna o concreto mais trabalhável, facilitando seu adensamento e proporcionando um melhor acabamento na superfície concretada.

O aditivo deve sempre ser introduzido juntamente com a água de amassamento e, preferencialmente, no final da mistura.

Utilizou-se nos ensaios o aditivo plastificante multifuncional TEC-MULT 440 LF, da marca Rheotec, pronto para o uso e isento de cloretos.



Fig. 3.10 – Adição de aditivo plastificante ao concreto.

Este aditivo, quando usado corretamente, proporciona ao concreto grande redução do teor de ar aprisionado, melhora a trabalhabilidade e aumenta a resistência final, proporcionando uma maior durabilidade.

A seguir estão apresentadas suas características técnicas:

Tab. 3.3 – Características técnicas do aditivo Tec-Mult 440 LF (RHEOTEC, 2008).

Função principal	Plastificante
Aspecto	Líquido de cor castanho escuro
pH	10 +/- 1,0
Massa específica	1,200 +/- 0,02 g/cm³
Teor de sólidos	38,8% +/- 1,94

Foi utilizada nas concretagens, a proporção de 0,5% sobre o peso do cimento em cada traço com fibras de aço.

Como o plastificante da marca utilizada vem dissolvido em água, foi necessário descontar essa proporção na água adicionada complementarmente.

3.2.5 Sal Cloreto (NaCl)

A adição dos íons cloretos aos ensaios teve o propósito de acelerar o processo corrosivo das fibras de aço introduzidas aos corpos de prova, conduzindo à diminuição da vida útil do concreto em estudo.

Estes íons cloretos funcionam como catalisadores das reações eletroquímicas podendo, mesmo em pequena quantidade, causar um aumento no processo de corrosão.



Fig. 3.11 – Sal iodado e refinado utilizado nos ensaios.

Para os ensaios de durabilidade foi utilizado sal iodado moído da marca Caiçara, no qual apresenta para uma porção de 1g: 390 mg de sódio e 0,04 mg de iodo.

3.2.6 Água de Amassamento

A água utilizada nos ensaios é potável, proveniente da rede de abastecimento da Companhia Rio-Grandense de Abastecimento (CORSAN), da cidade de Rio Grande.

3.3 ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS DO CONCRETO

Para os ensaios descritos nos itens 3.5.1 e 3.5.2 os corpos de prova foram submetidos aos ensaios mecânicos apresentados detalhadamente a seguir:

3.3.1 Ensaio de Compressão Axial (ABNT, 1994 – a)

O corpo de prova cilíndrico deve ser posicionado na prensa de modo que, quando centrado, seu eixo coincida com o da máquina, fazendo com que a resultante das forças passe pelo centro.

As faces de aplicação de carga do corpo de prova devem ser rematadas – realização de capeamentos com solução de pedra e enxofre – de acordo com a norma NBR 5738 – *Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova* (ABNT, 2003 – a).

A carga de ensaio deve ser aplicada continuamente e sem choques, devendo cessar quando houver uma queda de força que indique sua ruptura.

A resistência à compressão deve ser calculada através da seguinte expressão:

$$f_c = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2} \quad (3.10)$$

onde:

f_c : resistência à compressão [MPa];

F : força máxima alcançada [N];

D : diâmetro do corpo de prova [mm]

A avaliação estatística de desempenho do ensaio quanto à dispersão dos resultados foi realizada de acordo com o Anexo informativo B da *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos (ABNT, 1994 – a)*, classificando-se na sua totalidade no nível de confiabilidade “Excelente”.

3.3.2 Ensaio de Tração por Compressão Diametral (ABNT, 1994 – b)

O ensaio é determinado pela ação de duas forças concentradas de compressão no cilindro diametralmente opostas. Essas ações são fornecidas por uma prensa mecânica, gerando ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendiculares ao diâmetro do corpo de prova. As forças são aplicadas até que ocorra a ruptura do corpo de prova por tração indireta.

Para isso, o corpo de prova deve ficar posicionado na prensa de modo que fique em repouso ao longo de uma diretriz sobre o prato da máquina de compressão.

Entre os pratos da prensa e o corpo de prova em ensaio, colocam-se duas tiras de chapa dura, de comprimento igual à geratriz do corpo de prova e a seção transversal com as dimensões da Figura 3.12.

Ajusta-se a prensa de maneira que os pratos da máquina obtenham uma compressão mínima capaz de manter em posição exata os corpos de prova para o ensaio.

A figura a seguir mostra a disposição que o CP deve ficar na prensa:

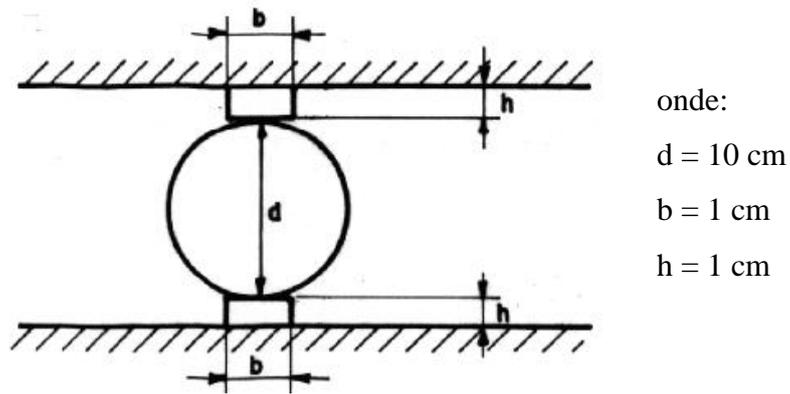


Fig. 3.12 – Disposição do corpo de prova (ABNT, 1994 – b).

A carga deve ser aplicada continuamente, sem choque, com um crescimento constante da tensão de tração, a uma velocidade de $(0,05 \pm 0,02 \text{ MPa/s})$, até a ruptura do corpo de prova.

Anota-se que, a resistência à tração por compressão diametral é obtida segundo a norma pela seguinte expressão:

$$f_{t,D} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (3.11)$$

onde:

$f_{t,D}$: resistência à tração por compressão diametral, expressa em MPa;

F: carga máxima obtida no ensaio [kg];

d: diâmetro do corpo de prova [cm];

L: altura do corpo de prova [cm].

3.3.3 Ensaio de Tração na Flexão (ABNT, 1991 – c)

É um ensaio realizado em vigas, onde a carga aplicada é situada em dois pontos no terço médio do vão, sendo caracterizada assim de flexão a quatro pontos, apresentando na região entre os pontos de aplicação de carga uma flexão pura.

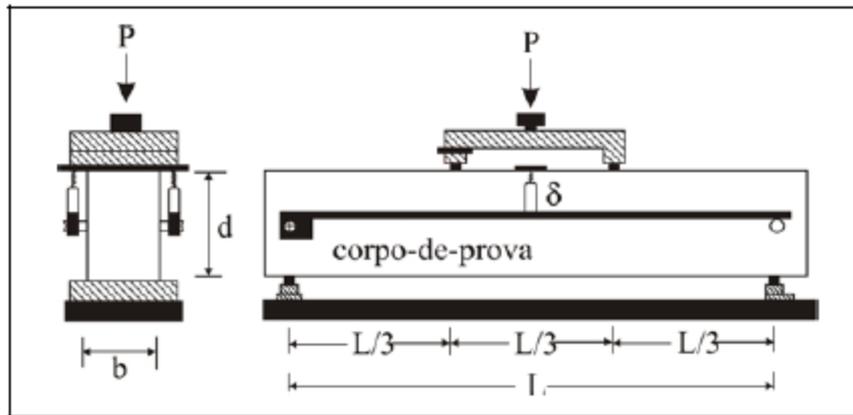


Fig. 3.13 – Esquema da realização do ensaio de flexão a quatro pontos em vigas (GOPALARATNAM e GETTU, 1995 *apud* GAVA, 2006).

Este ensaio deve-se:

- assegurar a aplicação da carga ao corpo de prova perpendicularmente;
- articular somente no sentido longitudinal do ensaio;
- distribuir uniformemente a carga ao longo do comprimento do corpo de prova.

Para a obtenção da resistência à tração na flexão seguem-se duas expressões:

a) caso a ruptura ocorra no terço médio da distância entre os elementos de apoio

$$f_{ctM} = \frac{p\ell}{bd^2} \quad (3.12)$$

onde:

f_{ctM} : resistência da tração na flexão, em MPa;

p : carga máxima aplicada [kg];

ℓ : distância entre os cutelos de suporte [cm];

b : largura média do corpo de prova na seção da ruptura [cm];

d : altura média do corpo de prova na seção da ruptura [cm].

b) caso a ruptura ocorra fora do terço médio

$$f_{ctM} = \frac{3pa}{bd^2} \quad (3.13)$$

onde:

a : distância média entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo, mediante a tomada de, pelo menos, três medidas ($a \geq 0,283 \ell$). Caso a

ruptura ocorra além dos 5% de l ($a < 0,283 l$), o ensaio não tem validade. Conforme indicado abaixo:

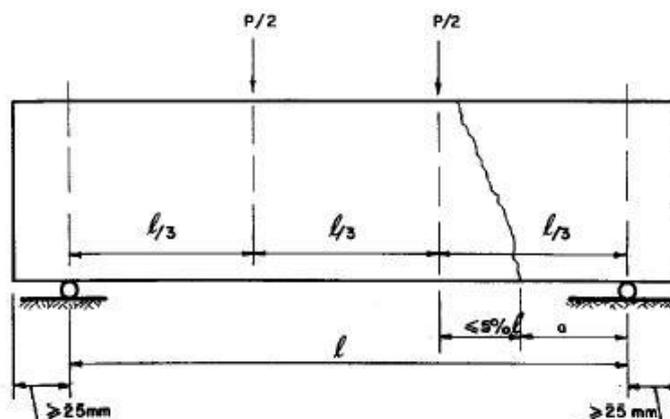


Fig. 3.14 – Caso de ruptura fora do terço médio (ABNT, 1991 – c).

3.3.4 Ensaio de Resistência ao Impacto

A resistência instantânea do concreto ao impacto é significativamente maior do que sua resistência à compressão estática (CAETANO, et al.; 2003), pois não apresenta tempo suficiente para que ocorram as deformações necessárias. Por outro lado, o efeito de uma carga dinâmica é muito mais severo se comparado ao efeito de uma carga estática.

Um problema associado ao impacto é a dissipação de energia, e esta vem a ser relacionada nesta dissertação com a ação das ondas constantes sob os tetrápodes. Parte dessas é dissipada através de deformações elásticas. Mas, tratando-se do concreto, um material frágil, estas deformações acabam se manifestando sob a forma de fissuras (CAETANO, et al.; 2003).

Devido à inexistência de uma metodologia padrão para este tipo de análise, este ensaio foi baseado no ensaio de placas realizado por Caetano, et al. (2003) e Garcez (2005). Segundo Garcez, o procedimento desenvolvido foi concebido com base nos parâmetros recomendados pelo Anexo Q da NBR 13818 – Placas Cerâmicas para Revestimento – especificações e métodos de ensaio, com as devidas adaptações para emprego de espécimes de concreto (ABNT, 1997).

A lógica deste ensaio consiste em submeter cilindros de concreto a quedas constantes de uma esfera de aço. As quedas sucessivas, de alturas e frequências crescentes, ocasionam o surgimento de fissuras e o colapso total dos cilíndricos de concreto.

O detalhamento deste ensaio de resistência ao impacto será apresentado no item 3.5.2.4 desta dissertação.

3.4 DESCRIÇÃO DOS PROCEDIMENTOS

3.4.1 Concretagens

Com a betoneira limpa de resíduos, na fase inicial, esta recebeu uma imprimação, ou seja, a parte interna foi untada com argamassa, de modo a evitar perdas de material nas paredes do equipamento.

Para avaliar o comportamento das fibras de aço no interior do concreto, primeiramente é necessário que estas fibras sejam incorporadas com velocidade regular, sendo recomendado a velocidade de mistura 20 kg por minuto – equivalente a um saco de fibras (STEEL, 2009). Para isso, tomou-se o cuidado na distribuição destas no balão da betoneira, visando evitar a formação de embolamentos ou os chamados “ouriços” na mistura. Estas devem ser adicionadas após a adição dos demais componentes, a fim de não prejudicar a homogeneidade dos mesmos (MASIERO, 2008).

A colocação do material na betoneira obedeceu à seguinte ordem de mistura:

- 1º) agregado graúdo – brita;
- 2º) agregado miúdo – areia;
- 3º) 20% do volume da água de amassamento;
- 4º) cimento;
- 5º) cloreto de sódio (quando misturado ao concreto)
- 6º) fibras de aço (quando inseridas ao concreto);
- 7º) restante da água de amassamento + aditivo plastificante (quando inserido).

A adição preliminar de parte da água tem como finalidade evitar a formação de poeira e perda do cimento durante a mistura dos materiais.

Para o aditivo plastificante, conforme as instruções do fabricante foi utilizado uma proporção de 0,5 % sob o consumo de cimento utilizado por traço, igualmente ao sal cloreto, que seguiu a proporção de 1%.

Após a inserção das fibras na betoneira, continuou-se a misturar os elementos em alta velocidade por aproximadamente 5 minutos.



Fig. 3.15 – Inserção das fibras de aço ao concreto.

Para as betonadas, foi utilizado o traço 1:2,11:2,88 (c:a:b), com relação $a/c = 0,54$ baseado em pesquisas estudadas sobre a adição de fibras no concreto e em um traço semelhante ao utilizado pela empresa construtora do bloco tetrápode na primeira fase da obra de ampliação dos Molhes da Barra do Rio Grande – de modo a obter-se uma resistência próxima a resistência de projeto dos tetrápodes (26 MPa) utilizados nos molhes da barra de Rio Grande na sua recuperação – com o devido ajuste de cálculo para obtenção do volume necessário de material para a confecção dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos.

O traço específico usado nos tetrápodes não pôde ser utilizado devido às dimensões referentes à brita 2. Este requereria uma dimensão maior dos cilindros utilizados no ensaio de impacto e um maior consumo de material, o que para este estudo, não seria uma situação viável.

Foram realizadas 7 “betonadas” ao geral: três destas para o exame de durabilidade dos corpos de prova, e as quatro restante para a análise da resistência quando inseridos diferentes teores de fibras de aço ao concreto.

3.4.2 Confecção dos CP's Cilíndricos e Prismáticos (ABNT, 2003 – a).

O método de compactação é de extrema importância, pois a vibração pode causar o alinhamento das fibras em determinadas direções, dependendo do comprimento e do diâmetro da fibra em relação ao tamanho do molde e do tipo de vibração, por isso, em alguns casos, é preferível vibração externa à interna (OLIVEIRA, 2005).

3.4.2.1 Adensamento manual com haste

Por adensamento manual deve-se introduzir o concreto no molde em camadas de volume aproximadamente iguais e adensar cada camada utilizando a haste, que deve penetrar no concreto com seu extremo em forma de semi-esfera o número de vezes conforme definido na Tabela 3.4.

Tab. 3.4 – Número de camadas para moldagem (ABNT, 2003 – a).

Tipo de corpo-de-prova	Dimensão básica (d) mm	Número de camadas em função do tipo de adensamento		Número de golpes para adensamento manual
		Mecânico	Manual	
Cilíndrico	100	1	2	12
	150	2	3	25
	200	2	4	50
	250	3	5	75
	300	3	6	100
	450	5	9	225
Prismático	150	1	2	75
	250	2	3	200
	450	3	--	--

¹⁾ Para concretos com abatimento superior a 160 mm, a quantidade de camadas deve ser reduzida à metade da estabelecida nesta tabela. Caso o número de camadas resulte fracionário, arredondar para o inteiro superior mais próximo.

Os golpes devem ser distribuídos uniformemente em toda a seção transversal do molde e, cada uma das camadas seguintes, deve ser adensada em toda sua espessura, fazendo com que a haste penetre aproximadamente 20 mm na camada anterior.

Se a haste de adensamento criar vazios na massa do concreto, deve-se bater levemente na face externa do molde para o fechamento destes.

3.4.2.2 Adensamento por vibração externa

O tempo de vibração deve ser mantido uniforme, no qual depende da consistência do concreto e da eficiência do vibrador. A vibração deve ser finalizada quando a superfície do concreto apresentar um aspecto relativamente liso e praticamente não houver mais o aparecimento de bolhas de ar na superfície.

O concreto deve ser colocado no molde em camadas e volumes aproximadamente iguais e conforme a Tabela 3.4.

Para este método de adensamento é permitido o emprego do complemento auxiliar tronco-cônico, utilizado no ensaio de “Slump”, com dimensões compatíveis com o diâmetro do corpo de prova a ser moldado.



Fig. 3.16 – Adensamento por vibração mecânica externa.

Nos ensaios, como desmoldante foi utilizado óleo lubrificante automotivo. As fôrmas utilizadas para as vigotas foram confeccionadas em MDF de 18 mm de espessura, os corpos de prova cilíndricos foram constituídos em fôrmas metálicas e para os corpos de prova cilíndricos 10 x 80 cm para o ensaio de impacto utilizou-se tubo de PVC de 100 mm de diâmetro.

Para a confecção dos corpos de prova, tomou-se o cuidado de retirar o concreto sempre da parte central da massa na betoneira, de modo a garantir uma maior homogeneidade na mistura.

A moldagem dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos foi realizada com as recomendações da *NBR 5738 (ABNT, 2003 – a)* excetos dos cilindros com dimensões 10 x 80 cm (PVC), no qual não apresentam a proporção exigida pela norma: altura igual ao dobro do diâmetro. Para isso, adotou-se a concretagem em duas camadas.

Concluído o adensamento, os corpos de prova foram desmoldados 24 h após o momento de moldagem, no caso de corpos de prova cilíndricos, ou após 48 h, para corpos de prova prismáticos para então serem encaminhados para o local de armazenamento.

3.4.3 “Slump Test” (ABNT, 1998).

O “Slump Test” é um método para determinar a consistência do concreto fresco através da medida de seu assentamento. Este método é aplicável aos concretos plásticos e coesivos que apresentam um assentamento igual ou superior a 10 mm.

O ensaio de abatimento consiste na utilização de um molde de chapa metálica, com forma de tronco de cone de 20 cm de diâmetro na base, 10 cm no topo e 30 cm de altura (conforme Figura 2.46), apoiado sobre uma superfície rígida. Para apoio do molde, deve-se utilizar uma chapa metálica, plana, quadrada ou retangular, com lados de dimensão não inferior a 500 mm e espessura igual ou superior a 3 mm.

Primeiramente deve-se umedecer o molde e a placa base e, posicionar o molde sobre esta. Durante o preenchimento do molde com o concreto de ensaio, o operador deve se posicionar com os pés sobre as aletas do tronco, de forma a mantê-lo estável. Enche-se então rapidamente o molde com o concreto coletado em três camadas, cada uma com aproximadamente um terço da altura do molde.

Depois de preenchido, retira-se o molde e imediatamente mede-se o abatimento do concreto, determinado pela diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova conforme mostrado na Figura 3.17.



Fig. 3.17 – Medida do abatimento.

Por recomendações (STELL, 2009), o “Slump” do concreto reforçado com fibras de aço deve ser ajustado para no mínimo 12 cm de assentamento.

3.4.4 Peso Específico do Concreto Fresco (ABNT, 1987)

A realização deste ensaio é procedente da NBR 9833: *Concreto fresco – determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico* (ABNT, 1987) juntamente *NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente* (ABNT, 2003 - d), adaptada para o concreto fresco. Tem-se como a massa específica do concreto fresco (γ_{esp}) a relação entre a massa do concreto no seu recipiente pelo seu volume.



Fig. 3.18 – Peso específico do concreto fresco.

Para a realização deste ensaio verifica-se a tara da caixa de ferro com volume de 15 litros. Após enche-se a caixa com o concreto fresco alturas e velocidades constantes por três vezes, com a finalidade de obter-se uma média.

Resultado:

$$\gamma_{esp} = \frac{\text{peso}}{\text{volume}} \rightarrow \frac{(\text{pesomédio} - \text{tara})}{\text{volume}} \quad (3.14)$$

onde:

pesomédio :média de três verificações (caixa de aço + concreto fresco) [kg];

tara :tara da caixa de aço [kg];

volume: volume da caixa de aço [dm³].

3.4.5 Resumo das Características do Concreto nas Betonadas

A Tabela 3.5 a seguir apresenta com maior detalhamento as características de cada betonada realizada nesse projeto.

Tab. 3.5 – Característica das betonadas.

Betonada	Ensaio	Traço (c : a : b : a/c : fibra)	Adições			Idade das Resistências	Slump [mm]	γ [kg/l]
			Cloreto	Fibra	Aditivo			
1°	Durabilidade "exposição à intempéries"	60:126,6:172,8:32,4:4,92	600 g	30 kg/m ³	270 ml	90 e 730 dias	205	2,19
2°	Durabilidade "exposição à intempéries"	60:126,6:172,8:32,4:4,92	-	30 kg/m ³	270 ml	365 e 730 dias	195	2,24
3°	Durabilidade "molhagem e secagem"	60:126,6:172,8:32,4:4,92	-	30 kg/m ³	270 ml	90 e 730 dias	170	2,33
4°	Resistência e Impacto Referência	55:116,05:158,4:29,7	-	-	-	28 e 120 dias	60	2,35
5°	Resistência e Impacto F30	52:109,72:149,76:28,08:4,25	-	30 kg/m ³	260 ml	28 e 120 dias	75	2,35
6°	Resistência e Impacto F60	50:105,5:144:27:8,17	-	60 kg/m ³	250 ml	28 e 120 dias	25	2,42
7°	Resistência e Impacto F90	52:109,72:149,76:28,08:12,74	-	90 kg/m ³	260 ml	28 e 120 dias	∅	2,45

3.5 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

3.5.1 Ensaio de Durabilidade

O termo durabilidade de um material refere-se ao seu tempo de vida útil sob condições ambientais pré-estabelecidas, ou seja, a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A durabilidade dos concretos depende essencialmente da permeabilidade deste material, que, por sua vez, depende da ocorrência de fissuras internas, ocasionadas principalmente pela concentração das tensões devido à diferença dos valores do módulo de deformação dos agregados e da matriz do cimento.

Conforme visto na Tabela 3.5, para esta análise foram realizadas 3 "betonadas": duas delas – a primeira com adição de 30 kg/m³ de fibra aço em relação ao volume de concreto e o

sal cloreto (NaCl) à 1 % em relação ao volume de cimento e, a segunda somente com o uso da fibra na mesma proporção – foram destinadas para armazenamento e desgaste ao ar livre, conforme apresentado na Figura 3.19.

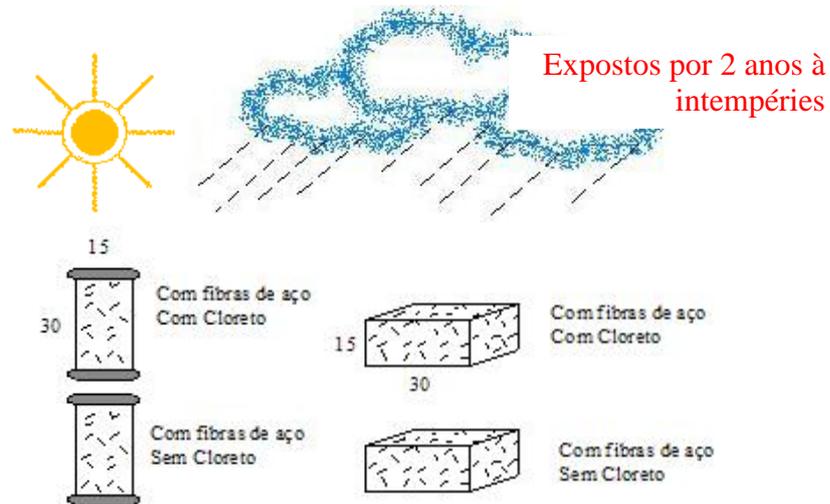


Fig. 3.19 – Exposição natural do concreto com fibras de aço.

Por fim, na última betonada, utilizou-se somente a fibra de aço – no teor igualmente às concretagens anteriores de 30 kg/m^3 de cimento – para a submissão do ensaio de molhagem e secagem.

Para tais, foram realizados os respectivos ensaios de caracterização do material.

3.5.1.1 Caracterização do material

3.5.1.1.1 Cimento

O cimento utilizado no desenvolvimento desta fase da pesquisa foi o cimento Portland, pozolânico, CP IV - 32. A Tabela 3.6 apresenta os resultados da caracterização do cimento utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.6 – Resultados da caracterização do cimento 1.

CARACTERIZAÇÃO DO CIMENTO	
Ensaio	Resultados
Módulo de Finura	F = 0,58%
Pasta de Consistência Normal	A = 33%
Tempo de início de Pega	t = 5h 40 min
Tempo de fim de Pega	t = 8h 16 min
Densidade	d = 2,73 g/cm ³

Após o capeamento, os corpos de prova foram introduzidos a uma prensa de compressão da marca Dinateste Indústria e Comércio Ltda (Figura 3.20), de modo a verificarm a sua resistência em diferentes idades (3, 7 e 28 dias). Um manômetro registra a carga aplicada e, no instante da ruptura do corpo de prova há uma imobilização do ponteiro indicador, permitindo assim, a leitura da referência para o cálculo da resistência, dada em MPa.



Fig. 3.20 – Ensaio de resistência à compressão (MIGLIORINI, 2007).

O resultado do ensaio, em cada idade, é representado na tabela a seguir e, dá-se pela média da resistência à compressão de seis corpos de prova.

Tab. 3.7 – Resultados da resistência do cimento 1.

RESISTÊNCIA DO CIMENTO [MPa]			
CP's	3 dias	7 dias	28 dias
CP 1	14,91 (*)	17,82 (*)	25,97 (*)
CP 2	17,92	21,39	31,83
CP 3	17,21	19,45	34,63
CP 4	19,25	20,68	33,61
CP 5	17,42	21,39	26,23
CP 6	15,07	21,29	32,34
Média	17	20	32

(*) valores desprezados para o cálculo das médias.

Os valores de resistência encontrados nos ensaios atenderam os padrões estabelecidos pela norma do cimento CP IV (ABNT, 1991 – b), uma vez que a resistência mínima estabelecida deve ser de 10 MPa aos 3 dias; 20 MPa aos 7 dias; e 32 MPa aos 28 dias.

3.5.1.1.2 Areia

A areia utilizada nesta fase do trabalho é oriunda da cidade de Rio Grande – RS e foi seca ao ar livre para a execução dos ensaios de caracterização.

Foi executado um quarteamento da amostra de areia e separado duas amostras de \pm 1200 g (para a execução da granulometria). As amostras foram secas por 24 horas em estufa a 100°C.

Após as respectivas pesagens e, com todos os valores dos pesos retidos em cada peneira, procede-se o cálculo da planilha de composição granulométrica, apresentado na Tabela 3.8, definindo os percentuais de material retido e retido acumulado.

Tab. 3.8 – Análise granulométrica da areia 1.

PENEIRAS		Peso	(%)	(%)	(%)	(%)
Nº	Aberturas em mm	média [g]	Retido	Acumulado	Ótima	Utilizável
3/8"	9,5	0,00	0,00	0,00	3 - 5	0 - 3
4	4,8	4,15	0,34	0,34	29 - 43	13 - 29
8	2,4	65,71	5,46	5,80	49 - 64	23 - 49
16	1,2	321,42	26,71	32,51	68 - 83	42 - 68
30	0,6	387,75	32,22	64,73	83 - 94	73 - 83
50	0,3	287,75	23,91	88,64	93 - 98	88 - 93
100	0,15	118,55	9,85	98,49	< 3%	< 5%
200	0,075	10,56	0,87	99,36	-	-
Resíduo		7,78	0,65			
TOTAIS		1203,68	100,00			

Como pode ser visto, analisando a tabela acima, verifica-se que a areia usada nos ensaios está na sua maior parte fora da faixa de utilização, embora seja esta a disponível no comércio em Rio Grande.

Desta forma, o agregado miúdo utilizado apresentou características de areia média, possuindo um módulo de finura de 2,90.

A Tabela 3.9 a seguir apresenta os resultados da caracterização do agregado miúdo utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.9 – Resultados da caracterização da areia 1.

CARACTERIZAÇÃO DA AREIA	
Ensaio	Resultados
Massa Específica Absoluta	$\gamma_{\text{esp}} = 2,60 \text{ g/cm}^3$
Massa Específica Aparente	$\gamma_{\text{ap}} = 1,54 \text{ g/cm}^3$
Impurezas	< 300 pp

3.5.1.1.3 Brita

O agregado graúdo utilizado foi brita 1.

O quartejamento da amostra de brita foi feito e, separado duas amostras de $\pm 5000 \text{ g}$ (para a execução da granulometria). As amostras foram secas em estufa para a realização do experimento.

Após o processo de peneiramento, com todos os valores dos pesos retidos em cada peneira, procedeu-se o cálculo da planilha de composição granulométrica, definindo-se os

percentuais de material retido e retido acumulado. A planilha de cálculo se encontra na Tabela 3.10 a seguir:

Tab. 3.10 – Análise granulométrica da brita 1.

PENEIRAS		Peso média [g]	(% Retido	(% Acumulado
Nº	Aberturas em mm			
	76	0,00	0,00	0,00
	38	0,00	0,00	0,00
	19	30,09	0,60	0,60
3/8"	9,5	4030,15	80,79	81,39
4	4,8	746,55	14,97	96,36
8	2,4	75,43	1,51	97,87
16	1,2	18,7	0,37	98,24
30	0,6	11,58	0,23	98,47
50	0,3	8,27	0,17	98,64
100	0,15	18,02	0,36	99,00
Resíduo	< 0,15	49,88	1,00	100,00
TOTAIS		4988,64	100,00	100,00

O diâmetro máximo do agregado foi de 19 mm, o módulo de finura foi de 6,7 mm e o material foi classificado como brita 1.

A Tabela 3.11 a seguir apresenta os resultados da caracterização do agregado graúdo utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.11 – Resultados da caracterização da brita 1.

CARACTERIZAÇÃO DA BRITA	
Ensaio	Resultados
Massa Específica Absoluta	$\gamma = 2,68 \text{ g/cm}^3$
Massa Específica Aparente	$\gamma = 1,33 \text{ g/cm}^3$

3.5.1.1.4 Fibra

A fibra de aço utilizada no ensaio de durabilidade é da marca Harex KSF 60/0,75 produzida pela Vulkan do Brasil Ltda.



Fig. 3.21 – Fibras de aço utilizadas no ensaio de durabilidade.

A fibra possui ancoragem em gancho, de formato longitudinal igual a 60 mm e, uma seção transversal de 0,75 mm, resultando num fator de forma de 80.

O teor utilizado foi de 30 kg por metro cúbico de concreto, o equivalente a 4600 g de aço à mistura. A quantidade de fibra foi selecionada a partir da revisão da literatura pesquisada em estudos preliminares (MIGLIORINI, 2007).

3.5.1.2 Concretagem, moldagem e cura (Lote “A”)

Conforme apresentado no item 3.4, o traço utilizado nos ensaios foi de 1 :2,11:2,88 (c:a:b), com relação a/c = 0,54.

De cada concretagem foram confeccionados 60 corpos de prova cilíndricos (15x30 cm) no total (20 para cada tipo de concreto); e 4 vigotas (15x15x50 cm) de cada betonada, totalizando 12 corpos de prova prismáticos moldados manualmente com o auxílio de um soquete, denominada esta batelada de concreto de Lote “A”.

O adensamento dos corpos de prova foi realizado manualmente com auxílio de uma haste respeitando o número de camadas e a seqüência de golpes em cada uma delas (conforme apresentado na Tabela 3.4).

Os corpos de prova cilíndricos (Figura 3.22 – a) foram preenchidos em três camadas de alturas aproximadamente iguais e, cada camada recebeu 25 golpes com uma haste de socamento, de modo a compactar o concreto dentro da fôrma. Já, os corpos de prova prismáticos (Figura 3.22 – b) foram confeccionados em duas camadas. O preenchimento do molde começou pelo seu terço central, procedendo para as laterais da fôrma. Cada camada recebeu 75 golpes. Em seguida, foi adicionado material até que excedesse o seu volume em uma pequena quantidade, na qual foi feito um acabamento superficial com colher de pedreiro.

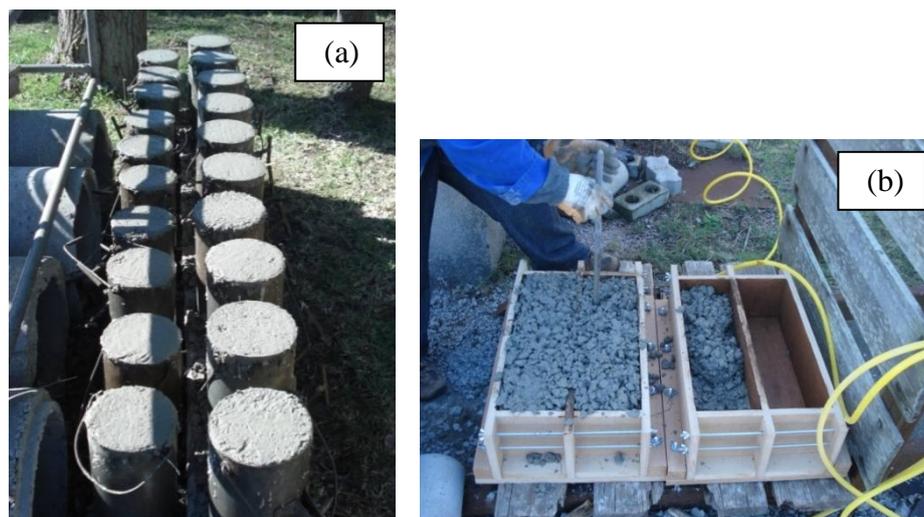


Fig. 3.22 – Confeção dos corpos de prova (a) cilíndricos; (b) prismáticos.

3.5.1.3 Ensaio de exposição á intempéries

Para este ensaio, os corpos de prova foram submetidos a intempéries, no qual foram feitos ensaios para a verificação da sua resistência após 90 dias a 2 anos de concretados.

Os corpos de prova cilíndricos foram desmoldados em 24 horas, e os prismáticos após 48 horas após concretados. Com todos esses blocos fora dos moldes, em 48 horas após a concretagem, estes foram estocados ao ar livre no Campus Cidade da Universidade, localizado à 1,2 km do Porto de Rio Grande.



Fig. 3.23 – Estocagem dos corpos de prova expostos a intempéries.

3.5.1.4 Ensaio de molhagem e secagem

O efeito de molhagem e secagem tem capacidade de aumentar a intensidade de ataque por cloretos nos corpos de prova.

Para isso, os blocos foram submetidos semanalmente à imersão em solução de cloreto de sódio a uma concentração de 3% do volume de água, ficando nesta por quatro dias. Após esse período passaram por um processo de secagem nos três dias correntes, no mesmo ambiente.

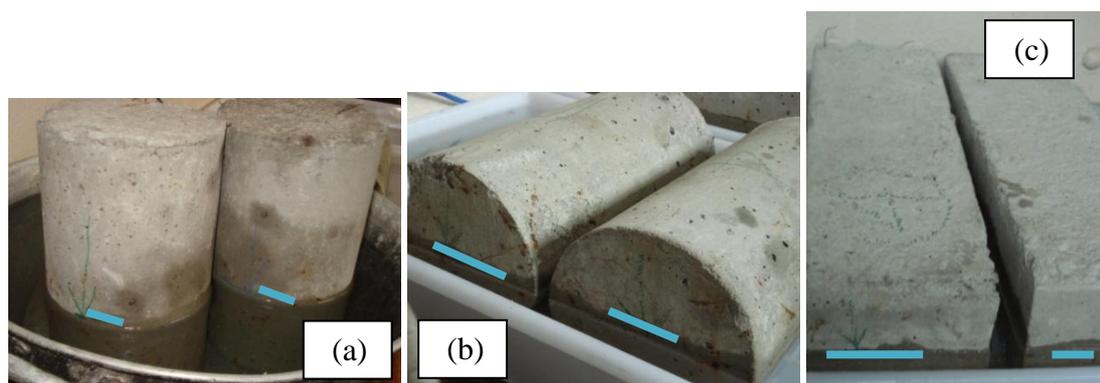


Fig. 3.24 – CP's em processo de molhagem para os ensaios de verificação da resistência à: (a) compressão axial, (b) compressão diametral e (c) tração na flexão.

Após desmoldados, estes cp's permaneceram expostos à intempéries juntamente com os demais blocos até 30 dias após concretados, para somente após este período serem submetidos aos constantes ensaios semanais de imersão.

Os primeiros ensaios de resistência foram obtidas aos 90 dias, tendo a continuidade do ensaio até os 2 anos de idade.

As Tabelas presente no Anexo A apresenta as resistências obtidas no decorrer desta análise.

3.5.1.5 Ensaio de tração na flexão para durabilidade

Para a realização deste ensaio, foi necessário o transporte dos blocos até o Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais (LEME) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), na cidade de Porto Alegre, devido à indisponibilidade do suporte denominado “yoke” (Figura 3.25) na FURG, para a verificação das primeiras idades.

A foto a seguir apresenta a disposição do corpo de prova no dispositivo:



Fig. 3.25 – Sistema “yoke” montado no corpo de prova para ensaio de tração na flexão.

Para continuidade deste estudo, na demais datas procedentes, os ensaios de tração na flexão foram realizados no laboratório da Falcão Bauer, localizado na empresa WTorre, com canteiro de obras no porto de Rio Grande. Nesta empresa, não se teve a disponibilidade do ensaio com medidas dos deslocamentos das flechas. Sendo assim, e sem comparações, estas foram desconsideradas nesta análise.

Na face de rasamento e na face oposta (correspondente ao fundo da forma), foram traçadas linhas de modo a facilitar a centralização do corpo de prova no dispositivo de carregamento. Com isso, a face de rasamento não ficou exposta a possíveis irregularidades no momento de aplicação de carga.

O carregamento na prensa foi feito de forma computadorizada com aplicação de carga para deslocamento constante de 0,1 mm/min da flecha.

3.5.2 Ensaio de Resistência

Após realizados ensaios para verificar a durabilidade foram feitos novos ensaios com o objetivo de estudar o comportamento das propriedades mecânicas de resistência do concreto reforçado com fibras de aço, foram adicionadas diferentes quantidades de fibras ao traço unitário básico.

As quantidades de fibras adicionadas foram definidas através de pesquisas experimentais realizadas pelos autores e centros de pesquisas mencionados no capítulo 2 deste trabalho. Cabe salientar também que foram levadas em consideração para quantificar o teor de fibras, as propriedades do material quanto à consistência e sua trabalhabilidade, ou seja, facilidade de moldagem, além dos aspectos de ordem prática já utilizados na confecção do concreto com reforço.

Este ensaio ramifica-se em: resistências obtidas com diferentes teores de fibras de aço e no desenvolvimento do método para medir resistência a impacto em corpos de prova cilíndricos.

3.5.2.1 Caracterização do material

3.5.2.1.1 Cimento

O cimento utilizado no desenvolvimento desta fase da pesquisa foi o cimento Portland pozolânico, CP IV – 32. A Tabela 3.12 apresenta os resultados da caracterização do cimento utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.12 – Resultados da caracterização do cimento 2.

CARACTERIZAÇÃO DO CIMENTO	
Ensaio	Resultados
Módulo de Finura	F = 1,20%
Pasta de Consistência Normal	A = 32%
Tempo de início de Pega	t = 5h 31 min
Tempo de fim de Pega	t = 7h 47 min
Densidade	d = 2,67 g/cm ³

Conforme anteriormente citado, após o capeamentos dos corpos de prova, estes foram introduzidos a uma prensa de compressão da marca DINATESTÉ Indústria e Comércio Ltda de modo a verificarem a sua resistência em diferentes idades (3, 7 e 28 dias).

O resultado do ensaio, em cada idade, é representado na tabela abaixo e, dá-se pela média da resistência à compressão de seis corpos de prova.

Tab. 3.13 – Resultados da resistência do cimento 2.

RESISTÊNCIA DO CIMENTO [MPa]			
CP's	3 dias	7 dias	28 dias
CP 1	19,35	29,03	33,36
CP 2	18,84	28,21	38,20
CP 3	17,62	29,18	32,09
CP 4	19,86	27,71	38,20
CP 5	17,93	22,41	38,96
CP 6	20,26	29,02	39,47
Média	19	27	36

Os valores de resistência encontrados nos ensaios também atenderam os padrões estabelecidos pela norma do cimento CP IV (ABNT, 1991 – b), uma vez que a resistência mínima estabelecida deve ser de 10 MPa aos 3 dias; 20 MPa aos 7 dias; e 32 MPa aos 28 dias.

3.5.2.1.2 Areia

A areia utilizada nesta fase do trabalho é oriunda da cidade de Pelotas – RS e foi seca ao ar livre para a execução dos ensaios de caracterização.

Igualmente ao procedimento para com a areia realizados para os ensaios de durabilidade, foi executado um quarteamento da amostra de areia e separado duas amostras de ± 1200 g (para a execução da granulometria). As amostras foram secas por 24 horas em estufa a 100°C.

Após as respectivas pesagens e, com todos os valores dos pesos retidos em cada peneira, procede-se o cálculo da planilha de composição granulométrica, apresentado na Tabela 3.14, definindo os percentuais de material retido e retido acumulado.

Tab. 3.14 – Análise granulométrica da areia 2.

PENEIRAS		Peso	(%)	(%)	(%)	(%)
Nº	Aberturas em mm	média [g]	Retido	Acumulado	Ótima	Utilizável
3/8"	9,5	0,00	0,00	0,00	3 - 5	0 - 3
4	4,8	0,00	0,00	0,00	29 - 43	13 - 29
8	2,4	31,02	2,65	2,65	49 - 64	23 - 49
16	1,2	240,40	20,51	23,16	68 - 83	42 - 68
30	0,6	350,48	29,90	53,03	83 - 94	73 - 83
50	0,3	359,23	30,65	83,71	93 - 98	88 - 93
100	0,15	169,78	14,49	98,19	< 3%	< 5%
200	0,075	14,17	1,21	-	-	-
Resíduo		7,03	0,60			
TOTAIS		1172,09	100			

Analisando a tabela acima, verifica-se que a areia usada nos ensaios está fora da faixa de utilização, embora seja esta a disponível no comércio na cidade de Rio Grande.

Desta forma, o agregado miúdo utilizado apresentou características de areia média, possuindo um módulo de finura de 2,61.

A Tabela 3.15 apresenta os resultados da caracterização do agregado miúdo utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.15 – Resultados da caracterização da areia 2.

CARACTERIZAÇÃO DA AREIA	
Ensaio	Resultados
Massa Específica Absoluta	$\gamma_{\text{esp}} = 2,59 \text{ g/cm}^3$
Massa Específica Aparente	$\gamma_{\text{ap}} = 1,53 \text{ g/cm}^3$
Impurezas	< 300 pp

3.5.2.1.3 Brita

A brita utilizada nos experimentos foi a brita 1.

O quarteamento da amostra de brita foi feito e, separado duas amostras de $\pm 5 \text{ kg}$. Estas foram secas em estufa.

A planilha de cálculo se encontra na Tabela 3.16 a seguir:

Tab. 3.16 – Análise granulométrica da brita 2.

GRANULOMETRIA DA BRITA				
PENEIRAS		Peso média [g]	(% Retido	(% Acumulado
Nº	Aberturas em mm			
	76	0,00	0,00	0,00
	38	0,00	0,00	0,00
	19	107,04	2,17	2,17
3/8"	9,5	3579,00	72,41	74,58
4	4,8	1045,90	21,16	95,74
8	2,4	116,49	2,36	98,10
16	1,2	23,93	0,48	98,58
30	0,6	13,49	0,27	98,85
50	0,3	10,46	0,21	99,06
100	0,15	12,32	0,25	99,31
Resíduo	< 0,15	33,85	0,68	100
TOTAIS		4942,47	100	100

O diâmetro máximo do agregado foi de 19 mm, o módulo de finura foi de 6,66 mm e o material foi classificado como brita 1.

A Tabela 3.17 apresenta os resultados da caracterização do agregado graúdo utilizado no desenvolvimento deste ensaio:

Tab. 3.17 – Resultados da caracterização da brita 2.

CARACTERIZAÇÃO DA BRITA	
Ensaio	Resultados
Massa Específica Absoluta	$\gamma = 2,66 \text{ g/cm}^3$
Massa Específica Aparente	$\gamma = 1,45 \text{ g/cm}^3$

3.5.2.1.4 Fibra

A fibra de aço utilizada neste ensaio de resistência é da marca Steel FSD 75/60 AI – FF80 fabricada pela Steel Indústria e Artefatos de Arame Ltda. Esta possui ancoragem em gancho, de formato longitudinal igual a 60 mm e, uma seção transversal de 0,75 mm, resultando num fator de forma de 80. De acordo com o catálogo do fabricante, possuem resistência à tração $> 1.100 \text{ MPa}$, deformação de ruptura $< 4\%$ e módulo elástico de 21.000 MPa .

Para a realização dos ensaios de resistência, foram utilizados nas concretagens os teores de: 30 kg/cm^3 , 60 kg/cm^3 e 90 kg/cm^3 além do concreto referência, ou seja, sem fibras.

3.5.2.2 Concretagem, moldagem e cura (Lote “B” e Lote “C”)

Conforme apresentado na Tabela 3.5, foram executadas quatro concretagens distintas, sendo três compostas por diferentes dosagens de fibras e uma sem adição da mesma, denominada:

R → concreto referência

F30 → teor de 30 kg de fibra/m³ de concreto

F60 → teor de 60 kg de fibra/m³ de concreto

F90 → teor de 90 kg de fibra/m³ de concreto

A batelada de concreto acima descrita foi referenciada como Lote “B”.

A quantificação dos materiais utilizados para confeccionar os traços de concretos encontra-se explicitadas em quilogramas na Tabela 3.18 que segue abaixo:

Tab. 3.18 – Quantidades de materiais utilizados nas concretagens.

Traço	MATERIAIS [kg]					
	Cimento	Areia	Brita	Água	Aditivo	Fibra
R	55,00	106,05	158,40	29,00	0,00	0,00
F30	52,00	109,72	149,70	28,08	0,26	4,25
F60	50,00	105,50	144,00	27,00	0,26	8,17
F90	55,00	109,72	149,70	28,08	0,26	12,72

Após concretados, como forma de analisar a consistência do concreto reforçado com fibra, foi realizado o Slump Test para todos os concretos confeccionados na etapa experimental desse trabalho e, igualmente apresentado na Tabela 3.5, a Tabela 3.19 que segue apresenta os resultados obtidos.

Tab. 3.19 – Resultados do Slump Test para ensaios de resistência.

SLUMP TEST	
Concreto	Slump [cm]
R	6,0
F30	7,5
F60	2,5
F90	0,0

A partir dos dados pode-se analisar que a fibra interfere na consistência do concreto, reduzindo a trabalhabilidade do concreto, pois quanto mais elevado o teor de fibra adicionado

menos é o abatimento do cone. Ao mesmo passo, conforme a Tabela 3.5, a variação do peso específico dos concretos foi crescente ao teor de fibra de aço adicionado na mistura.

Além disso, foi constatado na execução do ensaio um abatimento com cisalhamento da parte superior do cone, isto se deve a presença das fibras na mistura reduzindo a homogeneidade da mistura proporcionando esse rompimento. Devido a isso e, através da bibliografia consultada, não se recomenda o uso do “*Slump Test*” para determinação da consistência do concreto reforçado com fibra, recomenda-se ensaios dinâmicos de consistência do concreto como os ensaios de remodelagem e de penetração executados respectivamente com o aparelho “Vebê”, no qual não foi executado nesta dissertação em estudo pois, como citado anteriormente, até o momento das concretagens estas informações eram desconhecidas pelos autores.

Para a verificação das resistências, igualmente ao ensaio de durabilidade, foram confeccionados 48 corpos de prova cilíndricos (15x30 cm) no total (12 para cada tipo de concreto); e 4 vigotas (15x15x50 cm) de cada betonada, totalizando 16 corpos de prova prismáticos, além de 4 cilindros de concreto (10 x 80 cm) moldados manualmente com auxílio de pás metálicas e colheres de pedreiro e adensados mecanicamente com auxílio de uma mesa vibratória.

Após a desmoldagem dos provetes pode-se observar que eles apresentavam boa aparência, ou seja, sem imperfeições, apresentando também um bom cobrimento de concreto, escondendo as fibras. A Figura 3.26 demonstra os corpos de prova depois da desmoldagem e em cura úmida.

A cura foi realizada em uma sala dentro do Laboratório de Geotecnia e Concreto, Campus Cidade / FURG. Os CP's foram cobertos com toalhas umedecidas (Figura 3.27) por aproximadamente uma semana (período de cura). Estas recebiam água de acordo com a necessidade para conservar a umidade. Após este período, até a data do ensaio, estes elementos permaneceram no ambiente natural do laboratório.



Fig. 3.26– Condições de cura úmida dos CP's.

3.5.2.3 Ensaio de resistência à compressão axial, tração por compressão diametral e tração na flexão com diferentes teores de fibras de aço (Lote “B”)

A avaliação das propriedades de resistência do concreto reforçado com fibras foram obtidas através do ensaio de compressão axial, do ensaio de tração por compressão diametral e o ensaio de tração na flexão. Como forma de analisar o desempenho de resistência optou-se pela execução dos ensaios em idades diferentes do concreto, aos 28 e aos 120 dias após a data da moldagem. Dessa forma, a partir dos resultados obtidos foi possível avaliar o desempenho da resistência do material em estudo e suas aplicações.

O ensaio de tração na flexão foi executado apenas aos 120 dias de idade. Para o desenvolvimento do ensaio de tração na flexão foram submetidos 16 corpos de prova prismáticos (15x15x50 cm), nos diferentes teores de 30 kg/m³, 60 kg/m³ e 90 kg/m³, além do concreto referência, com rompimento aos 120 dias de idade.

Visando as dificuldades para a realização deste ensaio em datas anteriores, foi desenvolvido pela oficina mecânica da FURG o aparato necessário para distribuição das cargas, conforme a norma da ABNT, 1991 – c.



Figura 3.27 – Corpo de prova submetido ao ensaio de tração na flexão.

3.5.2.4 Ensaio de resistência ao impacto (Lote “B” e Lote “C”)

Foram analisados os cilindros de concretos com adição da fibra de aço nos mesmos teores realizados para o ensaio de resistência: 30kg/m³, 60 kg/m³, 90 kg/m³ e 0 kg/m³ de fibras de aço em relação ao volume de concreto produzido. Foi adotado o formato cilíndrico para o estudo de impacto visando simular o formato das patas dos tetrápodes, e a queda da esfera sobre este, a batida de um tetrápode contra outro.

Para cada concretagem foram moldados quatro corpos de prova de cada teor de fibra, juntamente aos blocos do ensaio de resistência, totalizando 16 cilindros de concreto. Nesta primeira batelada de cilindros, houve uma perda de elementos na desmoldagem, ou até mesmo na concretagem e/ou armazenamento, logo um grande número de testemunhos foi perdido.

Com o intuito de uma maior confiabilidade ao ensaio – já que os corpos de prova não ficaram bons, desconfiando-se da vibração contínua na confecção dos testemunhos, ou seja, o funcionamento da mesa vibratória não foi interrompido na divisão das camadas – e a possível alteração necessária na metodologia realizada, foi executada uma terceira batelada de concreto nas mesmas condições e teores, denominado Lote “C”, onde esses cilindros puderam ser submetidos ao respectivo ensaio aos 28 dias. Resumindo, foram ensaiados primeiramente dois corpos de prova aos 120 dias para cada percentual de fibra e, após quatro testemunhos na idade de 28 dias (embora para alguns teores, uma quantidade menor de cilindros) para os diferentes teores.

O equipamento é composto de um tubo de PVC com diâmetro nominal de 150 mm por 1 m de comprimento utilizado para permitir a verticalidade de queda da esfera durante o ensaio, graduado a alturas de 5,7 cm, 10,7 cm e 15,7 cm até o contato com o corpo de prova.

A esfera empregada é constituída de aço e apresenta massa nominal de 2,280 kg e, os corpos de prova cilíndricos possuem 100 mm de diâmetro por 80 cm de comprimento. Na Figura 3.28 é mostrado um corpo de prova posicionado para o ensaio.



Fig. 3.28 – Corpo de prova de concreto no equipamento de ensaio de queda de esfera.

O cilindro ensaiado é simplesmente apoiado sobre cavaletes de madeira e fixo em somente um dos lados, buscando simular um engaste, apoio de segundo gênero no qual oferece deslocamento apenas no sentido paralelo à posição do cilindro.

No cilindro de concreto maciço foi pintado de giz de cera amarelo a região de contato da esfera com o corpo de prova para uma melhor visualização da propagação da fissura.

Determina-se, então, a energia potencial gravitacional acumulada em J (Joules) necessária para o aparecimento da fissura e para o colapso do material (energia necessária para o aparecimento da primeira fissura mais a energia de ruptura), avaliando-se a contribuição das fibras ao longo do processo de fissuração. O cálculo da energia é dado pela seguinte equação:

$$E = m.g.h \quad (3.16)$$

onde:

m = massa [kg];

g = gravidade [9,81 m/s²];

h = altura de queda [m].

Como critério de ruptura foi adotada a percepção visual da propagação da fissura com abertura mínima de 1 mm (Figura 3.29).



Fig. 3.29 – Fissura com abertura de 1 mm.

A altura inicial de queda foi estabelecida em 5,7 cm com impactos constantes de 5 em 5 segundos em uma seqüência de até 300 golpes. Caso ocorra a propagação da fissura, a outra lateral do apoio é aberta e segue até 300 golpes numa freqüência de 1 segundo. Caso não apareça fissura de 1 mm, aumenta-se a altura de queda da esfera para 10,7 cm e o ensaio prossegue até 120 golpes em 5 e 5 segundos. Um fluxograma (Figura 3.30, também apresentado no Anexo D) foi criado de modo a explicitar a seqüência deste ensaio realizada aos 120 dias.

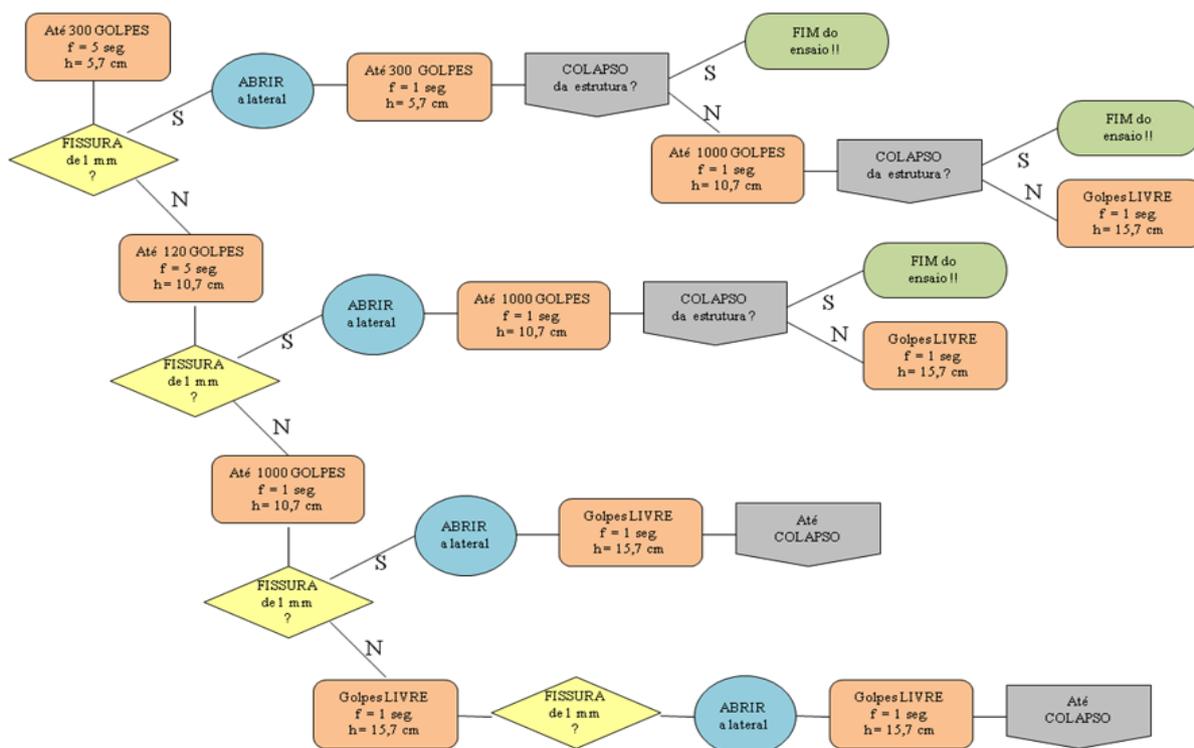


Fig. 3.30 – Fluxograma de desenvolvimento do ensaio de impacto (Lote “B”).

Após a experiência da metodologia aplicada, esta foi adaptada visando um melhor desenvolvimento do ensaio (melhora na moldagem dos CP's e na metodologia), sendo desenvolvida, uma nova sequência para os 28 dias de ensaio do novo concreto, conforme a Figura 3.31.

A diferença na sequência entre os ensaios é que, no ensaio para confiabilidade dos resultados, adotou-se as laterais de engaste do cilindro abertas, deixando o corpo de prova livre de engastes.

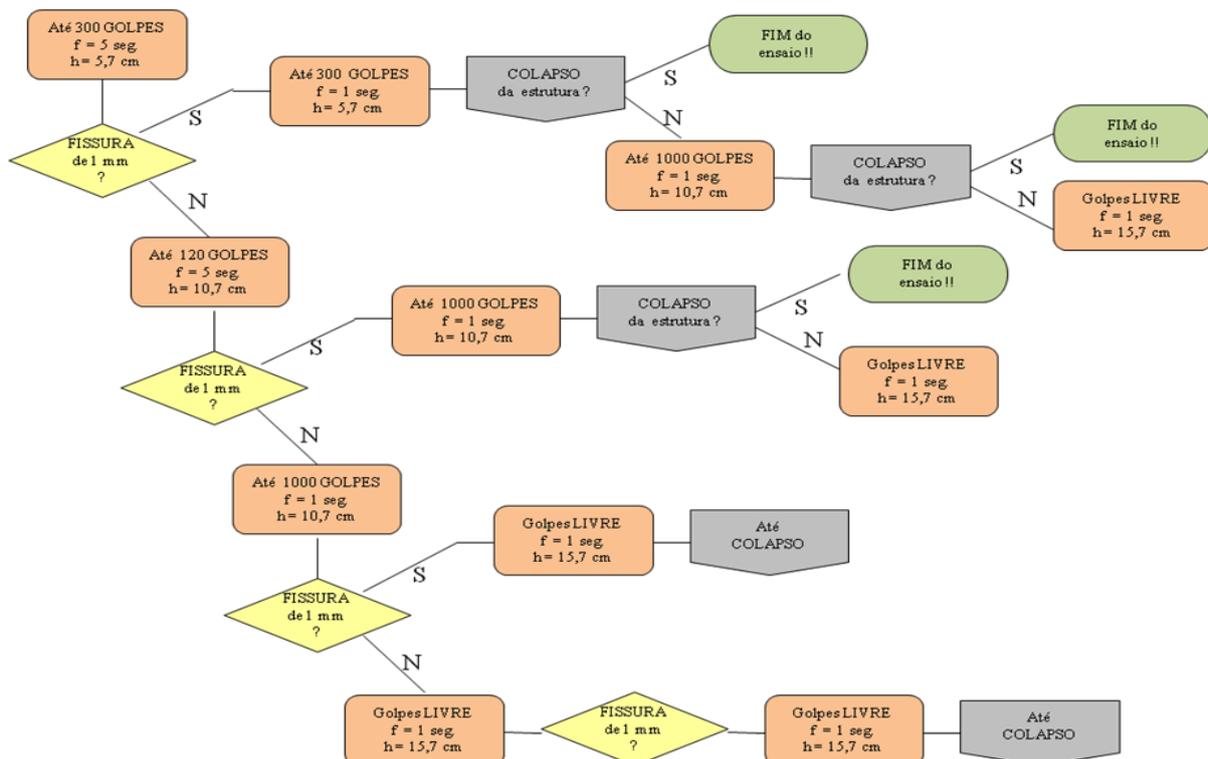


Fig. 3.31 – Fluxograma para confiabilidade do ensaio de impacto (Lote “C”).

Os resultados obtidos neste ensaio e as análises dos mesmos serão apresentados no capítulo a seguir. Maiores detalhamentos podem ser obtidos nos Anexos “E” e “G” no final desta dissertação.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

No Anexo A, no final desta dissertação, estão apresentadas as resistências referentes à durabilidade do concreto. As Tabelas presentes no Anexo B demonstram os valores obtidos nos ensaios destrutivos – compressão axial e compressão diametral – aos 28 dias; e, no Anexo C, os ensaios de compressão axial, tração por compressão diametral e tração na flexão juntamente com as flechas relacionadas aos 120 dias de experimento.

O Anexo D apresenta um fluxograma de desenvolvimento do ensaio de impacto, realizado aos 120 dias e, no Anexo E tem-se o detalhamento dos cálculos de ruptura para este período. O Anexo F ilustra o fluxograma de desenvolvimento criado para a confiabilidade do ensaio de impacto realizado aos 28 dias de ensaio e, no Anexo G, o detalhamento das rupturas dos corpos de prova submetidos a estas condições.

Com os valores dos ensaios realizados, foi feita uma comparação entre as resistências obtidas, de modo a verificar a influência das fibras de aço sob o concreto.

4.1 ANÁLISE DO ENSAIO DE DURABILIDADE

Após 90 dias de exposição do concreto a intempéries e condições constantes de molhagem/secagem semanais, os concretos foram submetidos a ensaios destrutivos para definição de resistências e avaliar as ações deletéreas e sua influência na possível corrosão das fibras.

Com dois anos de ensaio, o concreto apresentou uma pequena quantidade de manchas superficiais de oxidação, nos quais foram absorvidas pela rede de poros do concreto.



Fig. 4.1– Manchas superficiais no concreto após dois anos de ensaio.

Os blocos apresentados na Figura 4.1 foram submetidos aos ensaios de molhagem e secagem. A parte mais clara dos blocos representa a superfície que sofreu “banhos” constantes em água com concentração de 3% de cloreto de sódio.

Ensaio de tração por compressão diametral e tração na flexão foram realizados a fim de verificar as influências da corrosão nas fibras de aço.



Fig. 4.2 – Ensaio de tração por compressão diametral para durabilidade.

Após o ensaio, dividiu-se o bloco em duas partes iguais a fim de verificar a situação do concreto em seu interior. Conforme apresentado na Figura 4.3, pode-se constatar que nada sofreu, nem a parte submersa apresentou diferença em relação à parte do bloco que permaneceu sempre seca.



Fig. 4.3 – Interior dos blocos do ensaio de molhagem e secagem.

A aparência dos blocos que permaneceram ao ar livre foi ainda de menor oxidação. Como mostra a Figura 4.4, estes apresentaram uma pequena quantidade de manchas que, certamente, também não influenciou nas resistências obtidas.



Fig. 4.4 – Situação dos blocos expostos por dois anos a condições climáticas variadas.

De acordo com a análise visual feita após dois anos de ensaio e, a partir do teor utilizado nos ensaios (30 kg de fibras de aço introduzidas por m³ produzido), visto que esta não apresentou a ínfima corrosão em seu interior. Entretanto deveria ser realizado com teor de 90 kg/m³ para futuro estudo de durabilidade quando os blocos estiverem sujeitos a intempéries e ensaios de molhagem e secagem, simulando situações de permanência no ambiente marítimo.

Conforme descrito na revisão bibliográfica mencionada por FIGUEIREDO (2000) ocorreram nos ensaios realizados a comprovação de que os concretos contendo fibras de aço possuem uma excelente durabilidade, quando bem compactados, curados e enquanto as fibras permanecerem protegidas pela pasta. É notável também que nas condições marítimas a formação de ferrugem na superfície do concreto foi inevitável, ainda que no interior da pasta permaneceram sem corrosão.

De acordo com Bastos (1999) a corrosão das fibras de aço próximas a superfície não proporciona problemas à estrutura, visto que esta não prejudica a integridade estrutural do concreto e não proporciona o lascamento deste na superfície.

4.1.1 Resultados para Durabilidade do Concreto até 2 anos de Ensaio

Passados 90 dias de ensaio, pode-se constatar após os ensaios destrutivos que, na situação de molhagem e secagem constante no concreto verificou-se um aumento das resistências em 37,61% para a compressão axial, 10,91% quando submetido à compressão diametral e 9,82% para blocos sujeitos a ensaios de tração na flexão quando comparados ao concreto com teor de 30 kg/m³ de fibras de aço e cloreto de sódio no teor de 1% na massa.

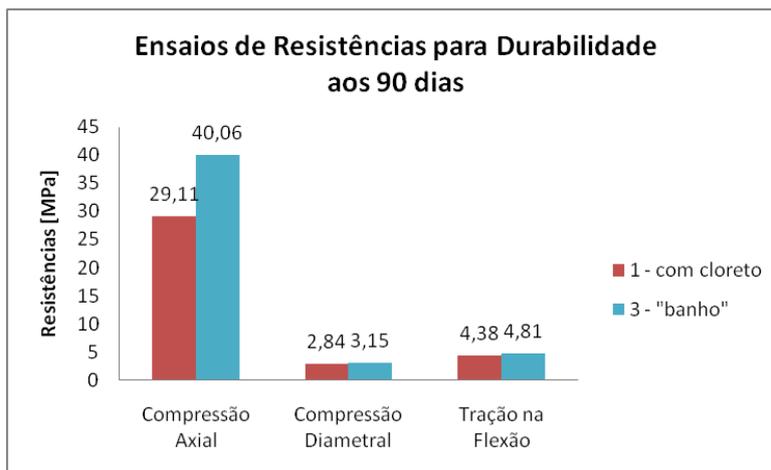


Fig. 4.5 – Resistências comparativas das betonada 1 e 3 para durabilidade aos 90 dias.

Pós 730 dias de ensaio e conforme apresentado na Figura 4.6, teve-se um aumento de 6,46% para o concreto submetido ao ensaio de tração por compressão diametral e um decréscimo de 3,4% no ensaio de tração na flexão.

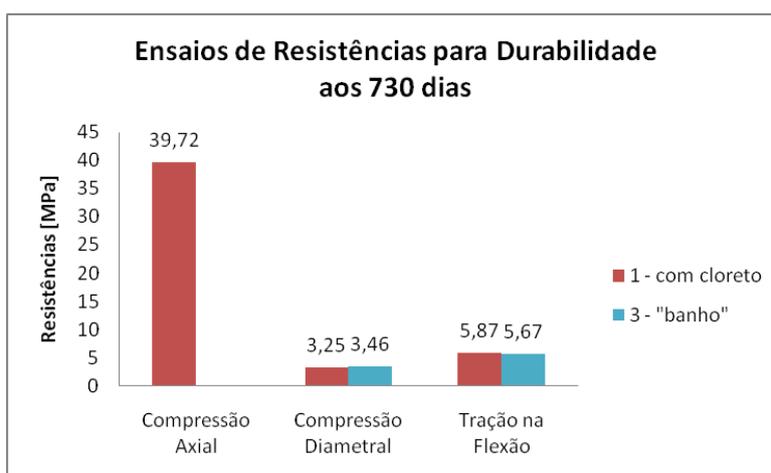


Fig. 4.6 – Resistências comparativas das betonada 1 e 3 para durabilidade aos 730 dias.

Pode-se verificar posteriormente a análise aos gráficos 4.7 e 4.8 que, com o passar do tempo as resistências para ensaios de durabilidade, o comportamento das fibras no concreto (tanto sujeitas a exposição natural, quanto a “banhos” semanais), apresentou um aumento nas resistências relacionadas.

A Figura 4.7 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos nas betonada 1 (com 30 kg/m³ de fibras de aço e 1% de cloreto de sódio na massa) e a betonada 2, contendo somente os 30 kg/m³ de fibras. Após análise passados 730 dias de ensaio, pode-se constatar um aumento de 13,97% no concreto da betonada 2 quando submetido ao ensaio de compressão axial, 13,85% no ensaio de tração por compressão diametral e 18,23% na tração para o mesmo concreto.

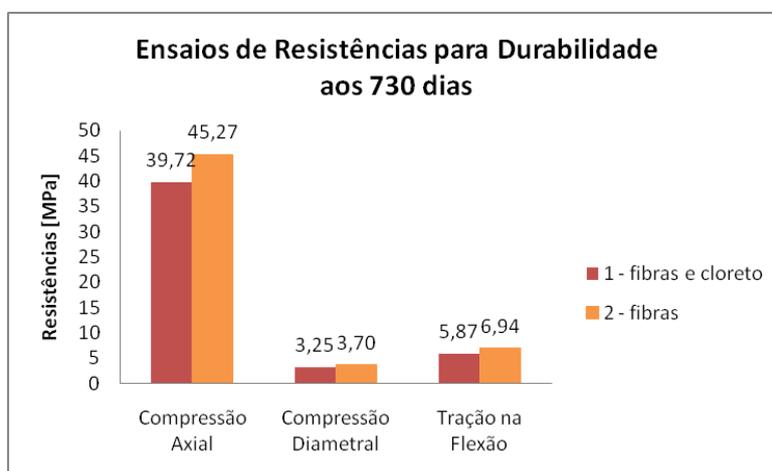


Fig. 4.7 – Resistências comparativas das betonada 1 e 2 para durabilidade aos 730 dias.

A Figura 4.8 mostra uma comparação nos resultados de resistência do concreto com 30 kg/m³ de fibras de aço passados um e dois anos de ensaios. Conforme o gráfico, pode-se verificar um decréscimo na resistência à compressão axial do concreto em 13,14% no intervalo de um ano entre os concretos quando expostos a variações de intempéries. Para o concreto analisado por compressão diametral verificou-se um decréscimo na resistência em 3,14% para o mesmo intervalo de tempo. Já na tração, no intervalo de um ano entre as resistências analisadas, obteve-se um ganho de 5,15%.

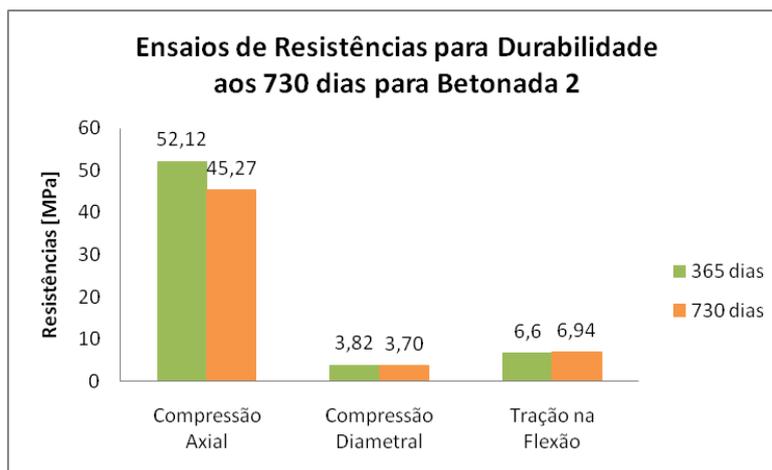


Fig.4.8 – Resistências aos 365 e 730 dias da betonada 2.

No ensaio de durabilidade, buscou-se acelerar a corrosão das fibras quando inseridas ao concreto, colocando-se cloreto de sódio na massa e sujeitando os blocos a “banhos” semanais. Com isso, verificou-se as piores resistências para a situação quando o sal já se encontrava na massa.

4.2 ANÁLISES DAS RESISTÊNCIAS E INFLUÊNCIA DO TEOR DE FIBRA

Neste tópico apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de resistência mencionados anteriormente. Estes dados permitem avaliar quantitativa e qualitativamente as propriedades de resistência do concreto reforçado com fibras de aço.

Um fator preponderante analisado foi quanto a forma de rompimento dos corpos de prova com fibra e sem fibra. De acordo com a bibliografia pesquisada e pela observação prática do ensaio, pode-se observar que o concreto com fibra apresenta uma ruptura menos brusca, sendo que não ocorre o fracionamento do corpo de prova devido à interação da fibra com a matriz do concreto, que aumenta a ductibilidade do material. Entretanto, no concreto de referência, sem fibra, pode-se verificar um rompimento total do corpo de prova, sendo ele fracionado em duas partes.

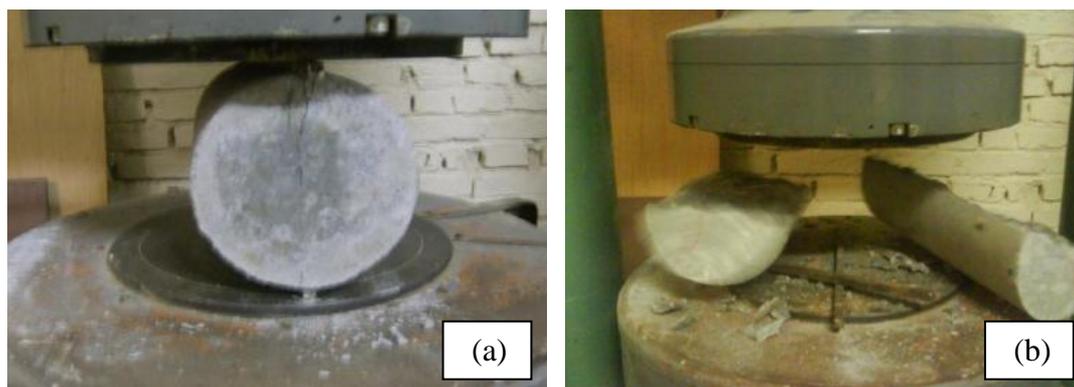


Fig. 4.9 – Ruptura do corpo de prova (a) com fibra e (b) sem fibra de aço.

Como forma de analisar o desempenho de resistência do concreto com fibras, primeiramente verificou-se os acréscimos de resistências proporcionados ao concreto devido à adição das fibras no interior da matriz cimentícia, comparando os diferentes traços de concreto com seus distintos teores de fibras de aço com o de resistência executados, nas suas respectivas idades.

Outro fator relevante analisado no estudo das propriedades mecânicas do concreto foi a relação entre a resistência à compressão axial e a resistência à tração do concreto, desta forma, verificando os percentuais obtidos nos traços com adição de fibras e compará-los com o traço de referência.

O detalhamento das cargas obtidas está apresentado nos anexos “B” e “C”.

4.2.1 Acréscimo de Resistência na Compressão Axial

A Tabela 4.1 apresenta os resultados médios de resistência à compressão axial aos 28 e 120 dias, bem como, a confiabilidade encontrada após o tratamento estatístico recomendado pela NBR 5739 (ABNT, 1994 – a).

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de compressão axial.

COMPRESSÃO AXIAL				
Concreto	Resistência	Confiabilidade	Resistência	Confiabilidade
	Média [MPa]	Cve*	Média [MPa]	Cve*
	28 dias		120 dias	
R	30,56	Nível 1	46,16	Nível 1
F30	34,93	Nível 1	45,72	Nível 1
F60	36,97	Nível 1	51,93	Nível 1
F90	37,80	Nível 1	50,04	Nível 1

*Nível 1 - Excelente - conforme NBR 5739 (ABNT, 1994 - a)

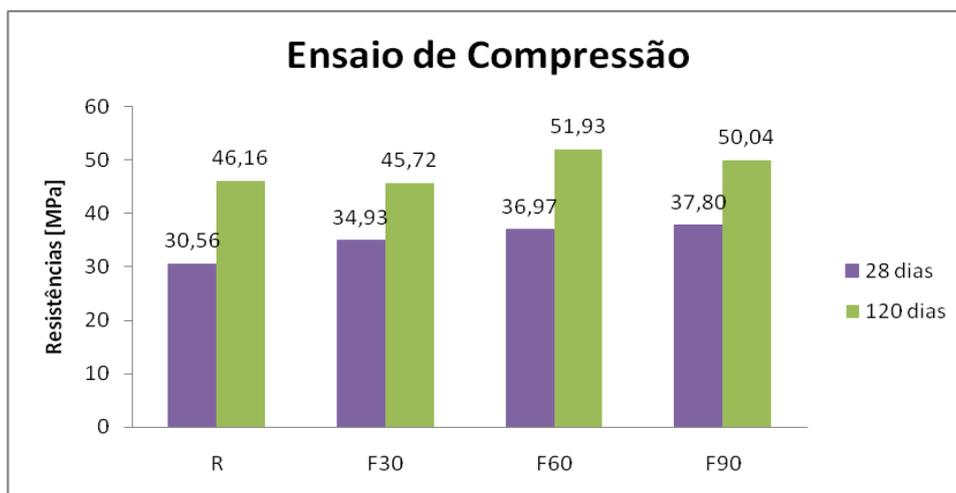


Fig. 4.10 – Gráfico dos resultados do ensaio de compressão axial.

A partir dos resultados obtidos no ensaio realizado aos 28 dias de idade, pode-se observar que ocorreu um ganho médio de resistência de 19,65% dos concretos com fibras de aço em relação ao concreto de referência, sendo que o menor ganho foi de 14,30% correspondente ao traço F30, traço de menor proporção de fibra por metro cúbico (30 kg/m³).

Aos 120 dias o acréscimo médio de resistência à compressão axial dos traços com fibras foi de 6,65%, quando comparado ao concreto de referência.

Conforme salientado por Bentur e Mindess (1990) e Balaguru e Shah (1992) *apud* Oliveira (2005), o aumento da resistência à compressão do concreto com adição de fibras de aço não ultrapassaria o acréscimo de 25% na resistência quando comparado ao concreto sem fibras, o que foi verificado nas rupturas realizadas.

4.2.2 Acréscimo de Resistência na Tração por Compressão Diametral

Na verificação do acréscimo de resistência no ensaio de tração por compressão diametral realizado através das comparações com as cargas máximas obtidas, pode-se verificar que, aos 28 dias o ganho médio de resistência dos traços com adição de fibra de aço foi de 35,35% em relação ao concreto sem fibras, sendo que, o menor acréscimo foi de 12,90% e correspondeu ao ganho de resistência do traço F30. Entretanto, aos 120 dias o acréscimo médio de resistência dos traços com fibras de aço atingiu 78,86% em relação ao traço de referência, o traço F30 apresentou, novamente, o menor ganho de resistência, obtendo 60,65% a mais que o traço sem fibra de aço.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão diametral.

COMPRESSÃO DIAMETRAL				
Concreto	Resistência	Confiabilidade	Resistência	Confiabilidade
	Média [MPa]	Cve*	Média [MPa]	Cve*
	28 dias		120 dias	
R	2,48	Nível 1	2,16	Nível 1
F30	2,80	Nível 1	3,47	Nível 1
F60	3,53	Nível 1	3,85	Nível 1
F90	3,74	Nível 1	4,27	Nível 1

*Nível 1 - Excelente - conforme NBR 5739 (ABNT, 1994 - a)

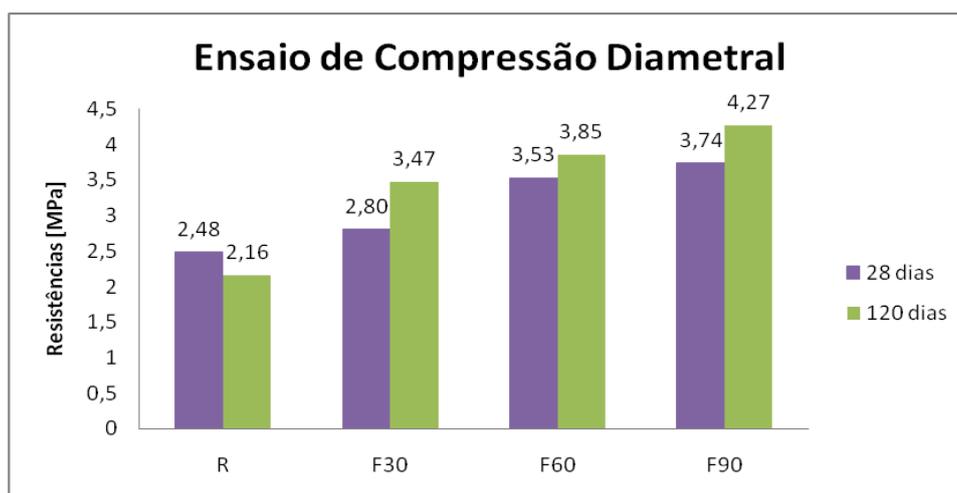


Fig. 4.11 – Gráfico dos resultados do ensaio de compressão diametral.

4.2.3 Acréscimo de Resistência à Tração na Flexão

A Tabela 4.3 apresenta os resultados médios de resistência à tração. Esse ensaio foi realizado somente na idade de 120 dias. Apresenta-se também a confiabilidade dos resultados encontrada após o tratamento estatístico.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de tração na flexão.
TRAÇÃO NA FLEXÃO

Concreto	Resistência	Confiabilidade
	Média [MPa]	Cve*
	120 dias	
R	4,35	Nível 1
F30	5,09	Nível 1
F60	6,89	Nível 1
F90	9,27	Nível 1

*Nível 1 - Excelente - conforme NBR 5739 (ABNT, 1994 – a)

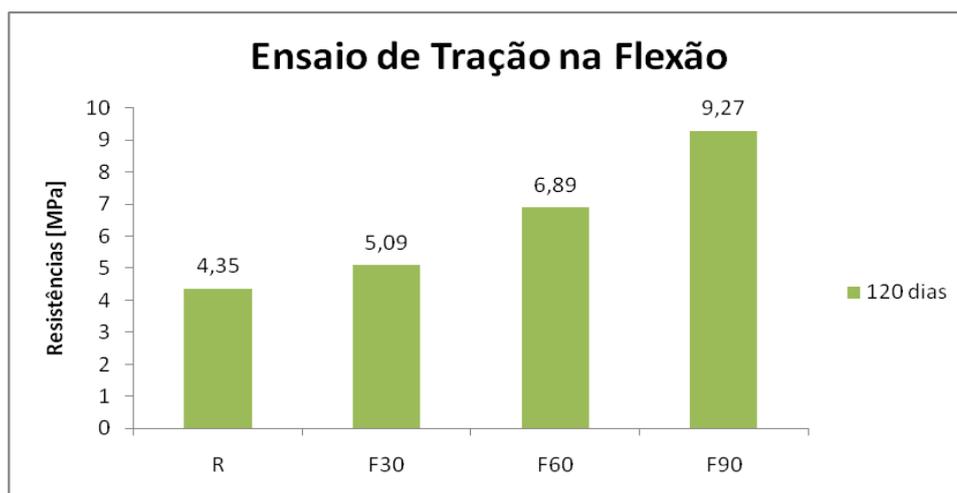


Fig. 4.12 – Gráfico dos resultados do ensaio de tração na flexão.

A partir dos resultados obtidos no ensaio de resistência à tração na flexão, realizado aos 120 dias de idade, pode-se verificar que o ganho de resistência médio, dos traços com fibras de aço foi de 62,83% em relação ao concreto sem fibra de aço. O maior acréscimo de resistência foi obtido pelo traço F90 que atingiu 113,10% em relação ao traço referência.

De acordo com a revisão bibliográfica realizada, Oliveira (2005) salienta a ocorrência de aumento superior a 100% nos ensaios de tração na flexão quando adicionadas fibras ao concreto. Este aumento pôde ser verificado no teor de 90 kg de fibras de aço por metro cúbico

de concreto produzido (teor próximo ao volume crítico das fibras), no qual indicou um acréscimo de 113,10%.

4.2.4 Ganhos Percentuais de Resistências

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam o gráfico comparativo dos ganhos de resistência dos concretos com fibra em relação ao concreto de referência. Esses ganhos foram levantados nos ensaios de compressão axial, compressão por tração diametral e tração na flexão, em suas respectivas idades, conforme segue.

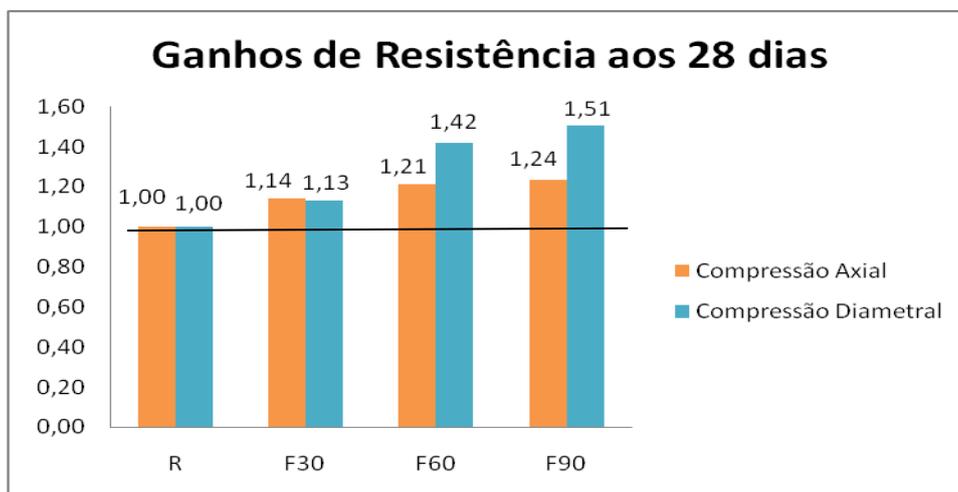


Fig. 4.13 – Gráfico dos ganhos de resistência nos ensaios aos 28 dias.

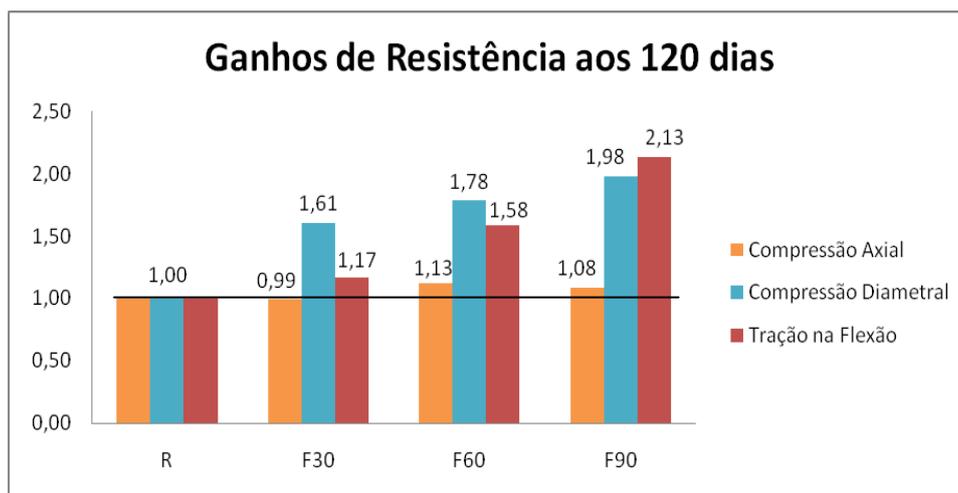


Fig.4.14 – Gráfico dos ganhos de resistência nos ensaios aos 120 dias.

A partir dos gráficos pode-se analisar que os maiores ganhos de resistência ocorreram no ensaio de tração por compressão diametral, seguidos pelo ensaio de tração na flexão. Esses

ganhos ocorreram, devido à boa resistência mecânica à tração que a fibra de aço possui, assim, contribuindo para o aumento da resistência à tração do concreto.

4.2.5 Comparações entre as Resistências

Com o intuito de analisar os dados obtidos nos ensaios realizados, foram estudadas algumas relações de equivalências dos resultados obtidos nos ensaios de tração em relação aos resultados de compressão axial. Foram verificados os percentuais equivalentes a resistência a compressão do concreto e, o comportamento de resistência dos traços com adição de fibras de aço e o traço sem fibras.

4.2.5.1 Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração por compressão diametral

A partir dos resultados obtidos no ensaio à tração por compressão diametral realizado aos 28 dias de idade pode-se verificar que os traços com adição de fibra de aço possuem em média 9,15% da resistência à compressão axial, enquanto que esse percentual corresponde a 8,11% para o traço referência. As relações da resistência à compressão axial com a resistência à tração por compressão diametral, aos 28 dias, estão apresentadas nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 que seguem.

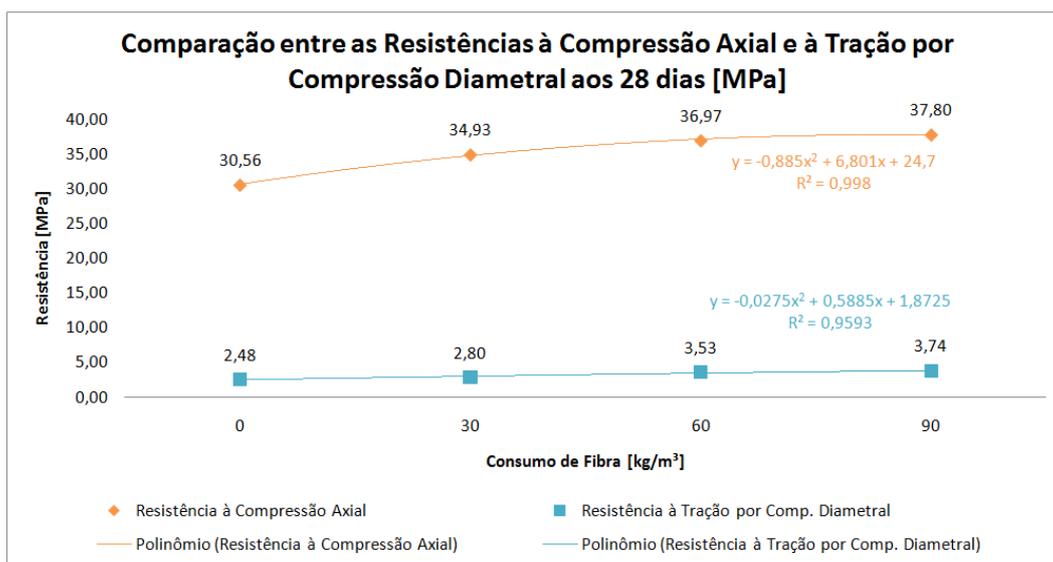


Fig. 4.15 – Comparação entre as resistências à compressão axial e à tração por compressão diametral aos 28 dias.

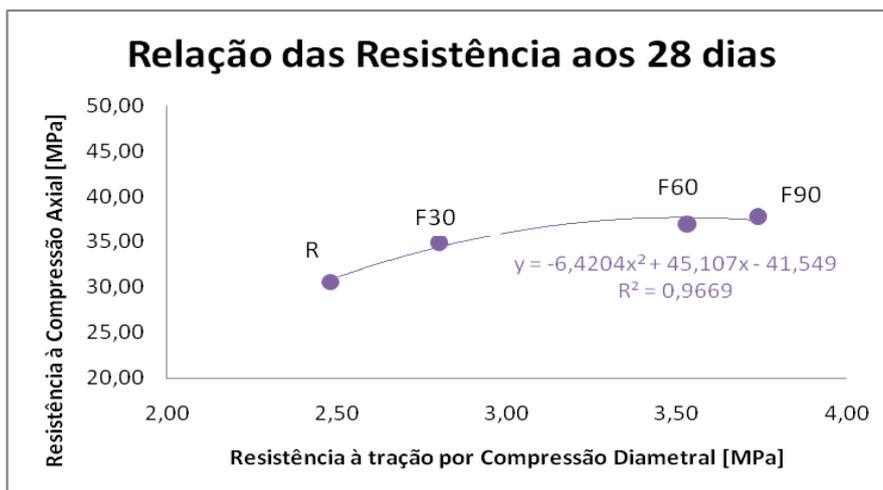


Fig. 4.16 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial com a tração diametral aos 28 dias.

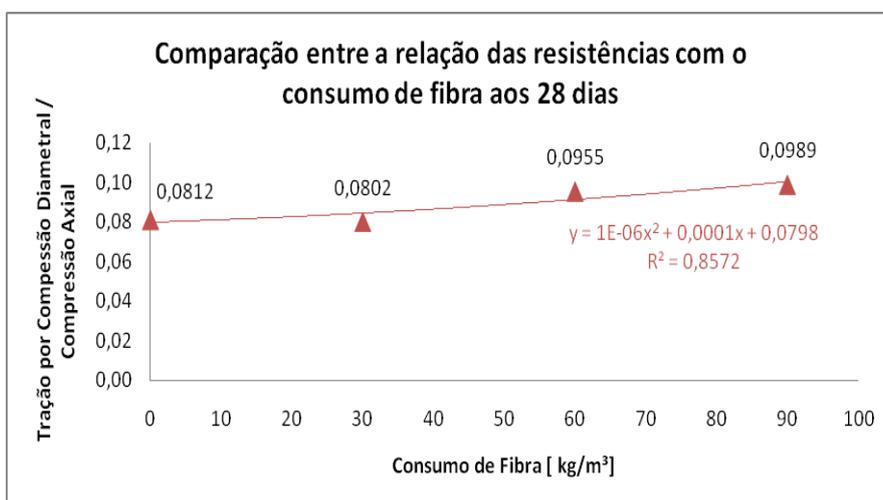


Fig. 4.17 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 28 dias.

No ensaio realizado aos 120 dias de idade, pode-se observar que a resistência à compressão diametral dos traços com fibra de aço corresponde em média a 7,84% da resistência à compressão axial, enquanto que para a mesma idade, a resistência a tração por compressão diametral do concreto de referência equivale a 4,68% da resistência a compressão axial. As relações da resistência à compressão axial com a resistência à tração por compressão diametral, aos 120 dias de idade, estão apresentadas nas Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 que seguem.

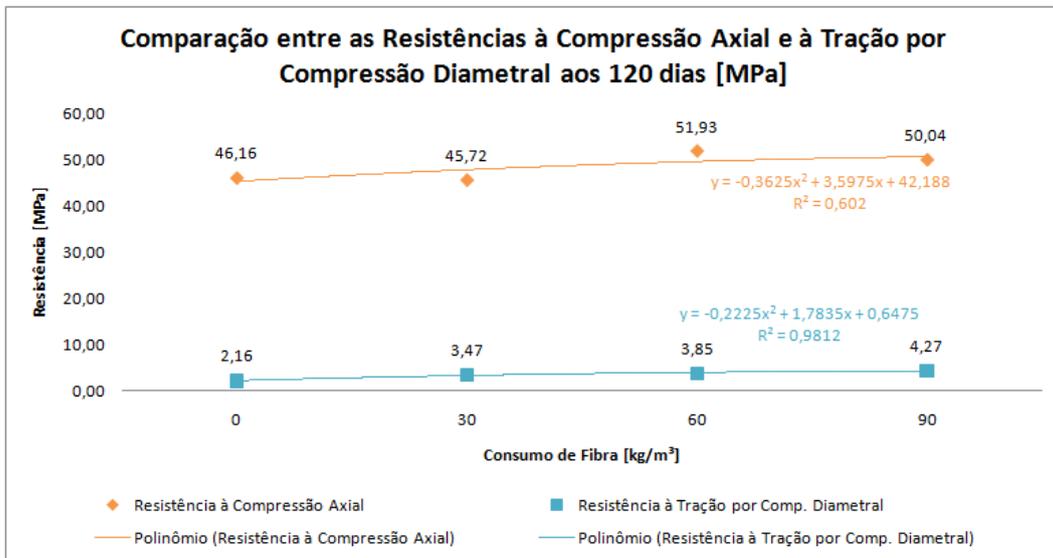


Fig. 4.18 – Comparação entre as resistências à compressão axial à tração por compressão diametral aos 120 dias.

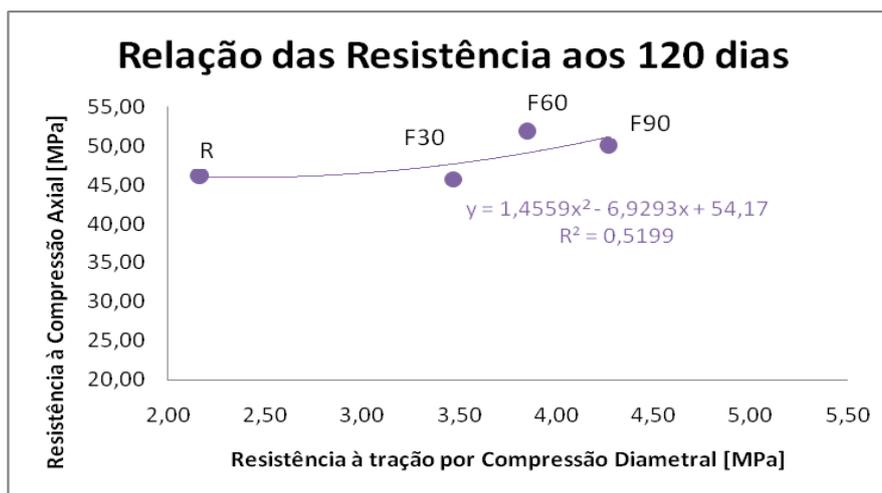


Fig. 4.19 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial com à tração por compressão diametral aos 120 dias.

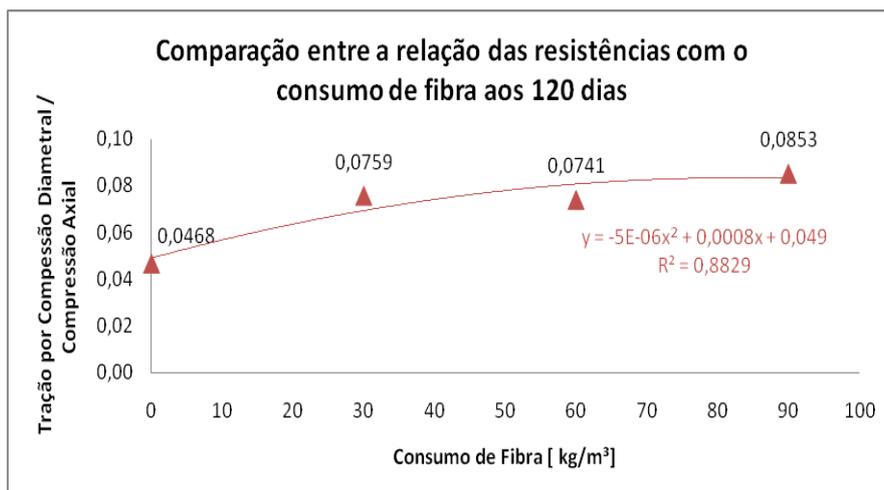


Fig. 4.20 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias.

4.2.5.2 Relação da resistência à compressão axial com resistência à tração na flexão

No ensaio à tração na flexão realizado aos 120 dias de idade, pode-se analisar a partir dos resultados obtidos que a resistência à tração na flexão dos traços com fibras de aço equivale em média a 14,30% da resistência à compressão axial, enquanto que, a resistência do concreto de referência corresponde a 9,42% da resistência à compressão axial. A relação da resistência à compressão axial com a resistência a tração na flexão, aos 120 dias de idade, estão apresentadas nas Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 que seguem.

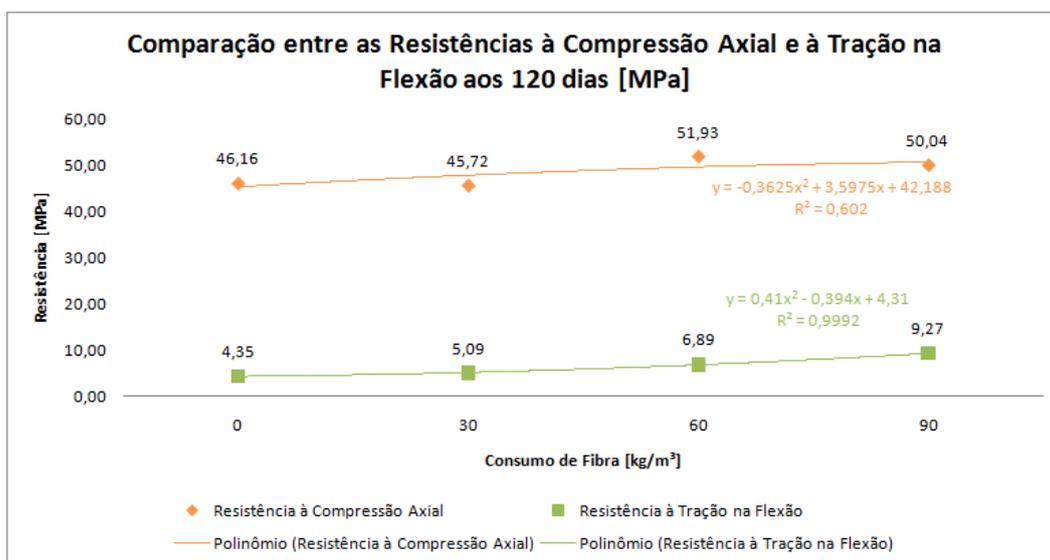


Fig. 4.21 – Comparação entre as resistências à compressão axial à tração na flexão aos 120 dias.

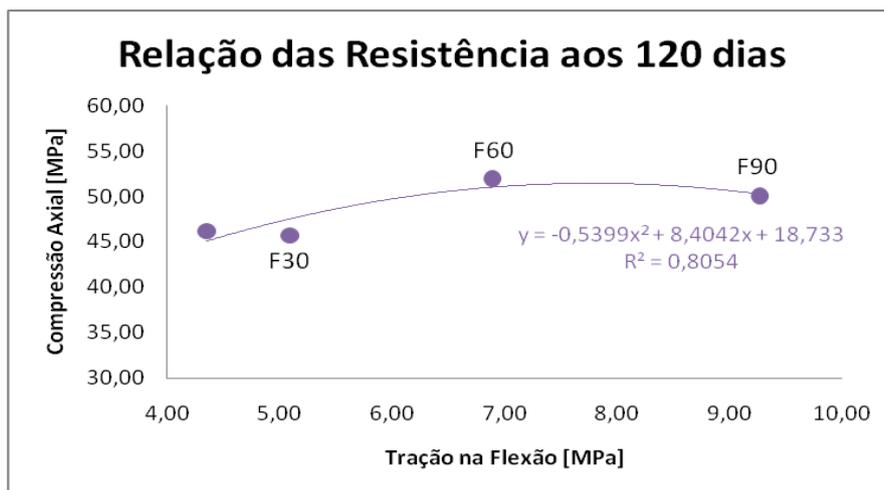


Fig. 4.22 – Gráfico relacionando as resistências de compressão axial com a tração na flexão aos 120 dias.

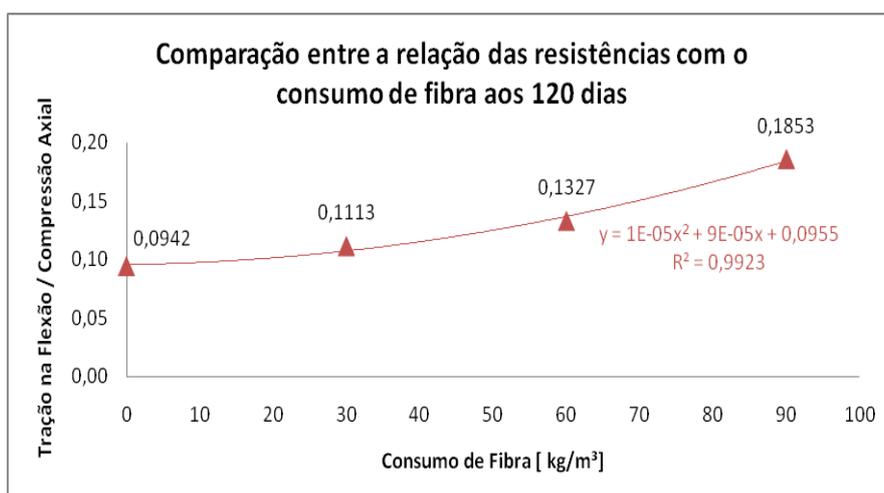


Fig. 4.23 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias.

4.2.5.3 Relação da resistência à tração por compressão diametral com a resistência à tração na flexão

No ensaio de tração por compressão diametral, realizado aos 120 dias de idade, pode-se analisar que, a partir dos resultados obtidos, a resistência média à tração por compressão diametral equivale a 56,70% da resistência a tração na flexão para os traços com adição de fibras de aço, em média. No concreto de referência, a resistência tração na compressão diametral foi inferior a da tração na flexão, correspondendo 49,65% do valor. As relações da resistência à tração por compressão diametral com a resistência à tração na flexão, aos 120 dias de idade, estão apresentadas nas Figuras 4.24, 4.25 e 4.26 que seguem.

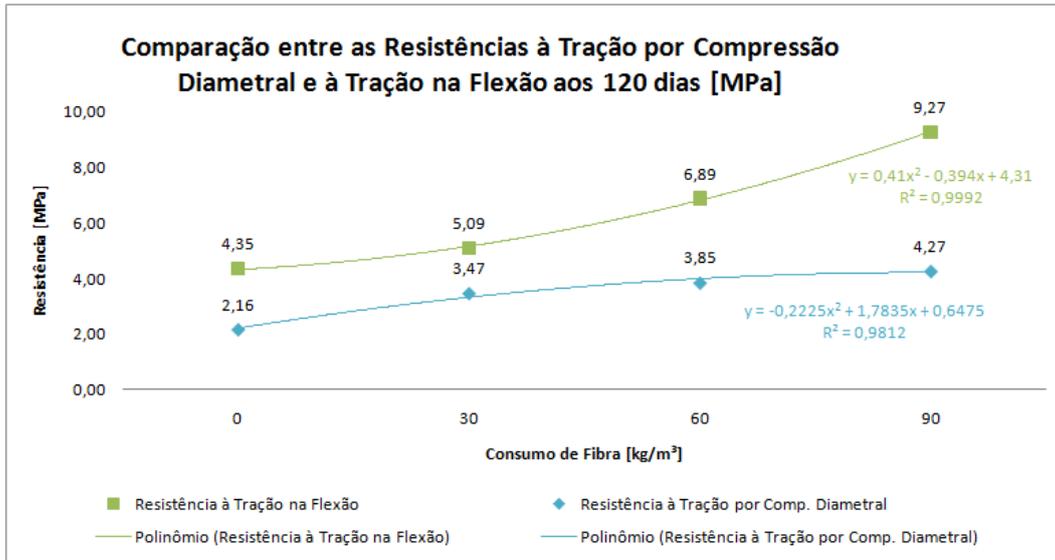


Fig. 4.24 – Comparação entre as resistências à tração por compressão diametral à tração na flexão aos 120 dias.

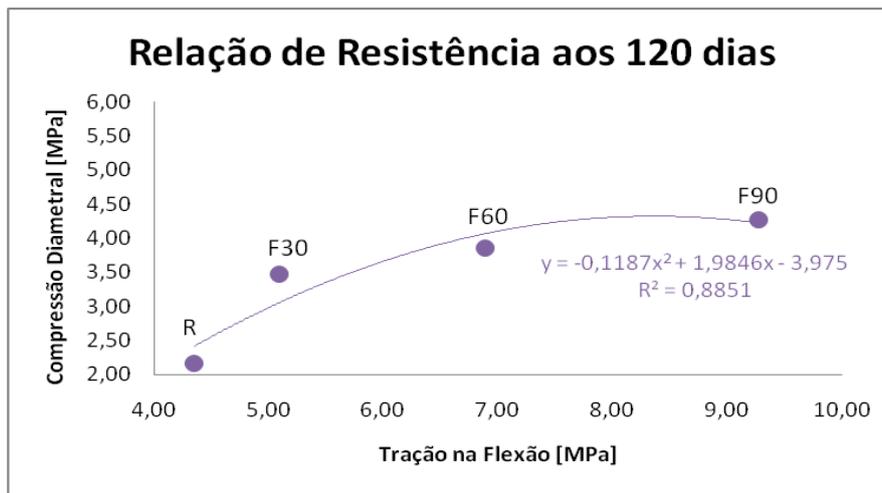


Fig. 4.25 – Gráfico relacionando as resistências de tração por compressão diametral com a tração na flexão aos 120 dias.

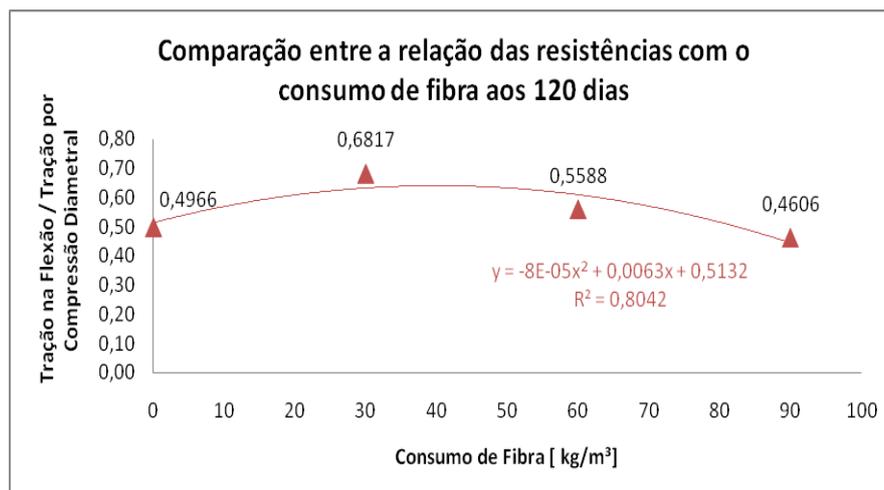


Fig. 4.26 – Comparação entre a relação das resistências e o consumo de fibra aos 120 dias.

4.2.6 Análise dos Acréscimos de Resistência com o Teor de Fibra de Aço

A análise do acréscimo de resistência com o teor de fibra adicionado nos traços de concreto vem a identificar o traço que apresenta o melhor desempenho das propriedades mecânicas, levando em consideração o volume de fibra adicionado na matriz do concreto.

4.2.6.1 Análise do acréscimo de resistência com o teor de fibra de aço aos 28 dias

No ensaio de compressão axial verificou-se que o maior ganho de resistência, em relação ao teor de fibra adicionado, ocorreu no traço F30. Este ganho atingiu patamares de 14,30% em relação ao concreto de referência. Entretanto, na análise do ensaio de tração por compressão diametral, o desempenho foi melhor para o traço F60, atingindo 26,07% de ganho em relação ao traço F30. Os resultados dessa análise estão pelas Figuras 4.27 e 4.28 e pela Tabela 4.4.

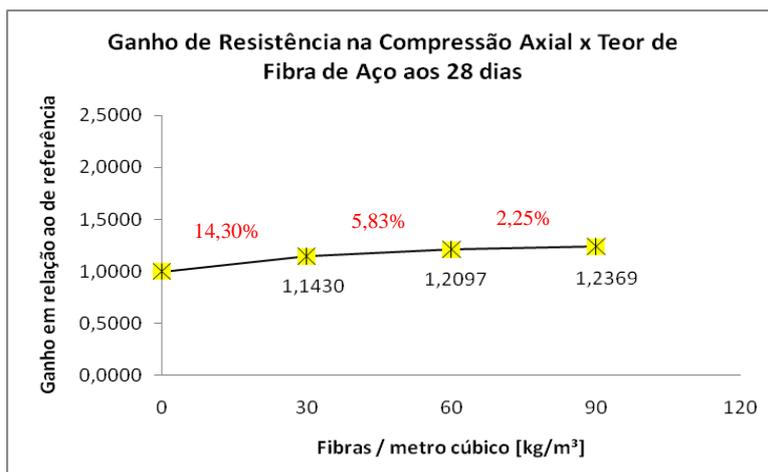


Fig. 4.27 – Gráfico de resistência na compressão axial com o teor de fibra aos 28 dias.

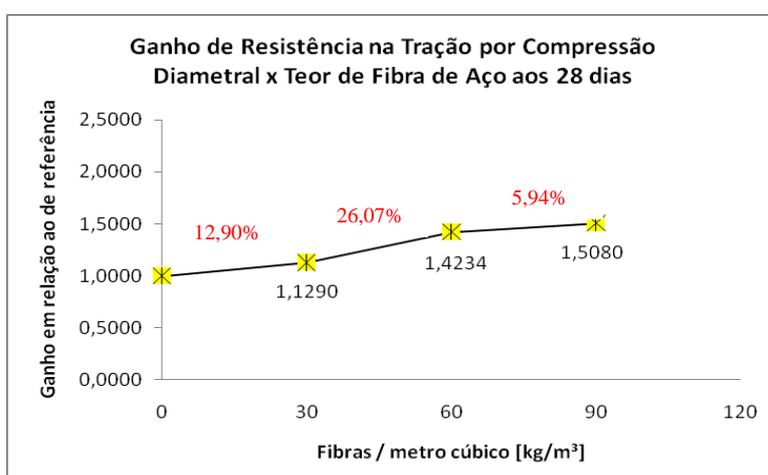


Fig. 4.28 – Gráfico de resistência na tração por compressão diametral com o teor de fibra aos 28 dias.

Tabela 4.4 – Ganhos de resistência x Teor de fibra de aço aos 28 dias.

GANHOS DE RESISTÊNCIA X TEOR DE FIBRA DE AÇO AOS 28 DIAS		
Teores de Fibra [kg/m³]	Compressão Axial	Tração na Comp. Diametral
0 – 30	14,30%	12,90%
30 – 60	5,83%	26,07%
60 – 90	2,25%	5,94%

4.2.6.2 Análise do acréscimo de resistência com o teor de fibra de aço aos 120 dias

No ensaio de compressão axial verificou-se que o maior ganho de resistência, em relação ao teor de fibra adicionado, ocorreu na inserção do traço F60. Este ganho atingiu

patamares de 13,63% em relação ao F30. Entretanto, na análise do ensaio de tração por compressão diametral, o desempenho foi melhor para o traço F30, atingindo 60,65% de ganho em relação ao concreto referência. Para o ensaio de tração na flexão, o concreto apresentou o mesmo ganho nas variações F60 – F30 e F90 – F60. Os resultados dessa análise estão explicitados pelas Figuras 4.29, 4.30 e 4.31 e, pela Tabela 4.5.

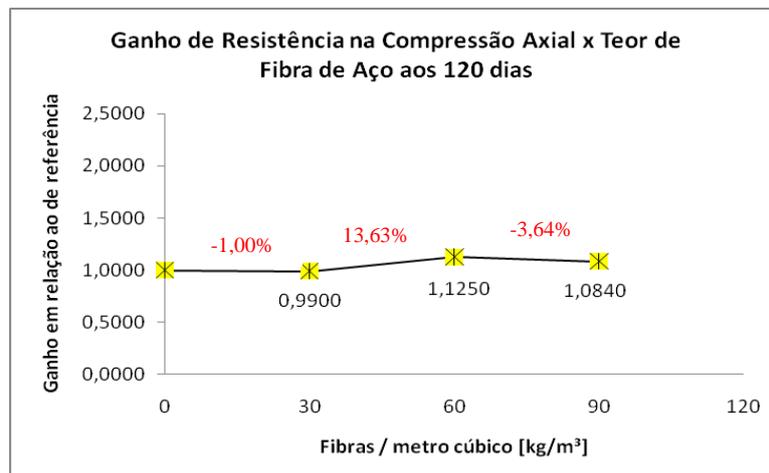


Fig. 4.29 – Gráfico de resistência na compressão axial com o teor de fibra aos 120 dias.

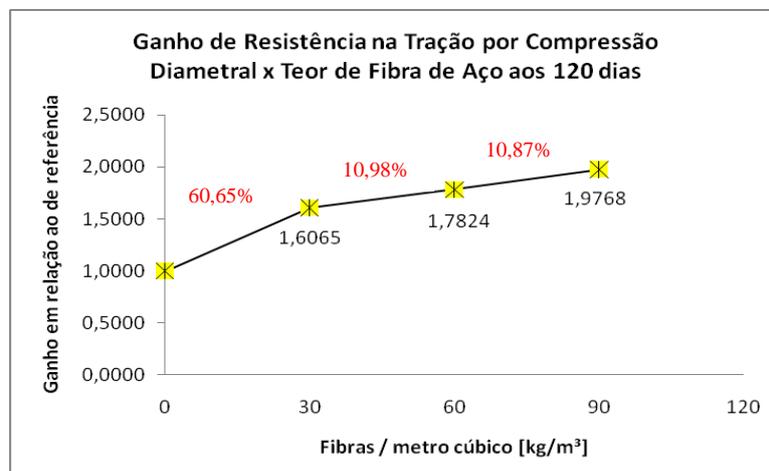


Fig. 4.30 – Gráfico de resistência na tração por compressão diametral com o teor de fibra aos 120 dias.

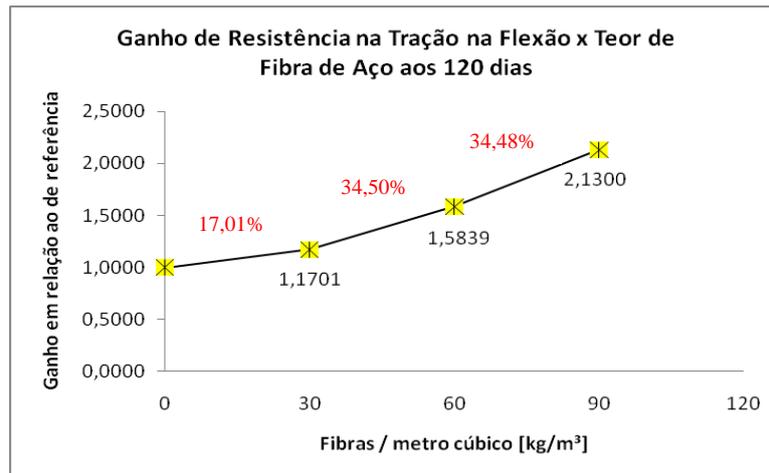


Fig. 4.31 – Gráfico de resistência na tração na flexão com o teor de fibra aos 120 dias.

Tabela 4.5 – Ganhos de resistência x Teor de fibra de aço aos 120 dias.

GANHOS DE RESISTÊNCIA X TEOR DE FIBRA DE AÇO AOS 120 DIAS

Teores de Fibra [kg/m³]	Compressão Axial	Tração na Comp. Diametral	Tração na Flexão
0 – 30	-1,00%	60,65%	17,01%
30 – 60	13,63%	10,98%	34,50%
60 – 90	-3,64%	10,87%	34,48%

A partir da análise realizada, verificou-se que o traço F60 apresentou melhor resultado no ensaio de compressão axial em relação ao F30. No ensaio de tração por compressão diametral o maior acréscimo se deu na variação R – F30, embora que para os demais teores o ganho tenha sido menor, a variação foi à mesma. Já, na análise do ensaio de tração na flexão, o acréscimo das fibras de aço nos teores de 60 kg/m³ e 90 kg/m³ apresentaram o mesmo ganho.

Isto leva a análise que, conforme a bibliografia pesquisada, não seria o teor para melhores resistências o ideal, e sim, o teor mais próximo ao volume crítico de fibras (90 kg/m³) quanto incorporadas ao concreto.

4.2.7 Análise das Resistências em Relação ao Volume Crítico

São apresentados os gráficos abaixo, de forma a analisar o desempenho da fibra em teor próximo ao volume crítico, o desempenho de resistência do CRFA comparados ao concreto de referência, ou seja, sem fibra.

Vale lembrar que o volume crítico (V_{fc}) da fibra de aço corresponde aproximadamente a 1% do volume de concreto produzido. Desta forma, levando em consideração que a fibra de aço possui um peso específico de 7.840 kg/m³, o volume crítico corresponde à adição de um teor de 78,4 kg de fibra de aço por metro cúbico de concreto.

Sendo assim, o valor da resistência equivalente ao volume crítico foi estipulada através da equação polinomial de segunda ordem da linha de tendência originada pelos valores das resistências respectivas aos teores de 0 kg/m³, 30 kg/m³, 60 kg/m³ e 90 kg/m³ de fibra de aço.

A Figura 4.32 ilustra os dados referentes ao ensaio de resistência à compressão axial, onde se constata que o valor da resistência aos 28 dias do volume crítico é 23,17% superior à resistência do concreto de referência (sem fibras).

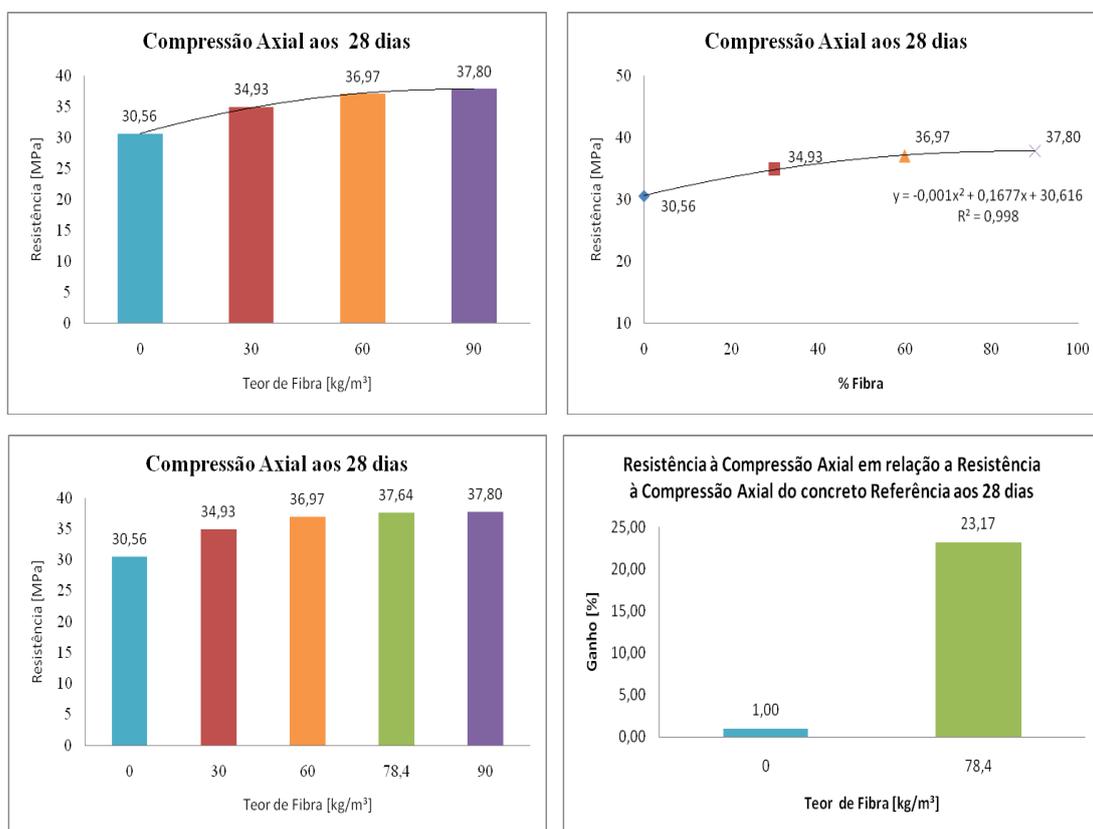


Fig. 4.32 – Resistências referentes ao ensaio de compressão axial aos 28 dias.

A Figura 4.33 a seguir ilustra os dados referentes ao ensaio de resistência à compressão diametral aos 28 dias.

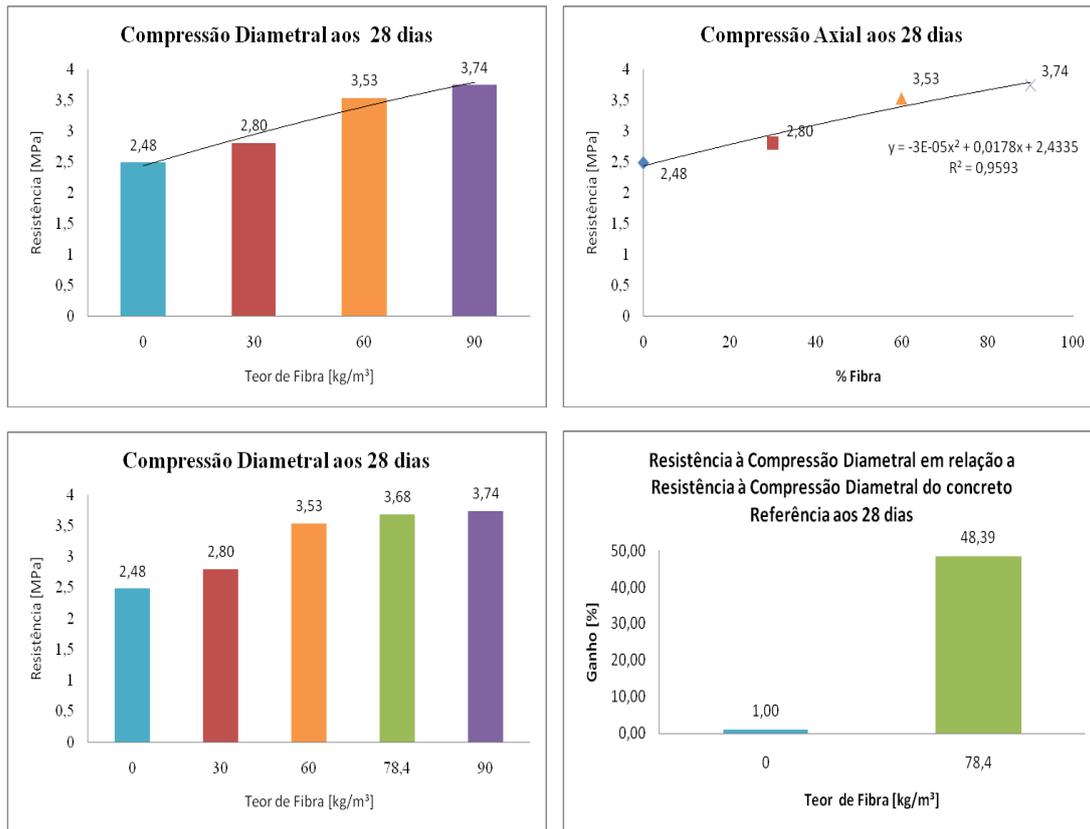


Fig. 4.33 – Resistências referentes ao ensaio de tração por compressão diametral aos 28 dias.

De acordo com a Figura 4.33 acima, se constata que o valor da resistência aos 28 dias do volume crítico é 48,39% superior à resistência do concreto de referência (sem fibras).

As resistências à compressão axial e à compressão diametral também foram verificadas aos 120 dias, além do ensaio de tração na flexão realizada nos corpos de prova prismáticos.

A Figura 4.34 apresenta as resistências referente ao ensaio de compressão axial realizada aos 120 dias.

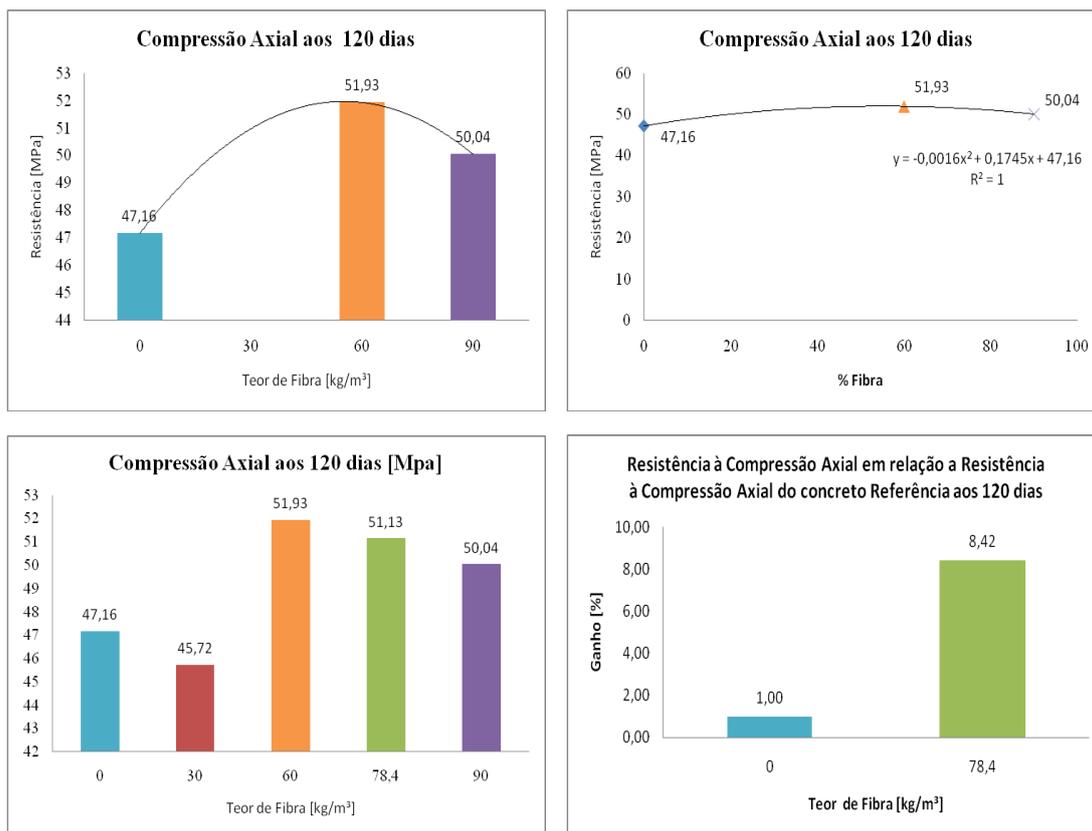


Fig. 4.34 – Resistências referentes ao ensaio de compressão axial aos 120 dias.

Conforme apresentado na Figura 4.34 acima, se constata que o valor da resistência aos 120 dias do volume crítico é 8,42% superior à resistência do concreto de referência (sem fibras). Para a obtenção deste valor, foi desconsiderada a resistência obtida para o teor de 30 kg/m³ de fibras, pois este dado estava fora da faixa de crescimento da linha de tendência polinomial (45,72 MPa).

A Figura 4.35 ilustra os dados referentes ao ensaio de resistência à compressão diametral, onde se constata que o valor da resistência aos 120 dias do volume crítico é 93,06% superior à resistência do concreto de referência (sem fibras).

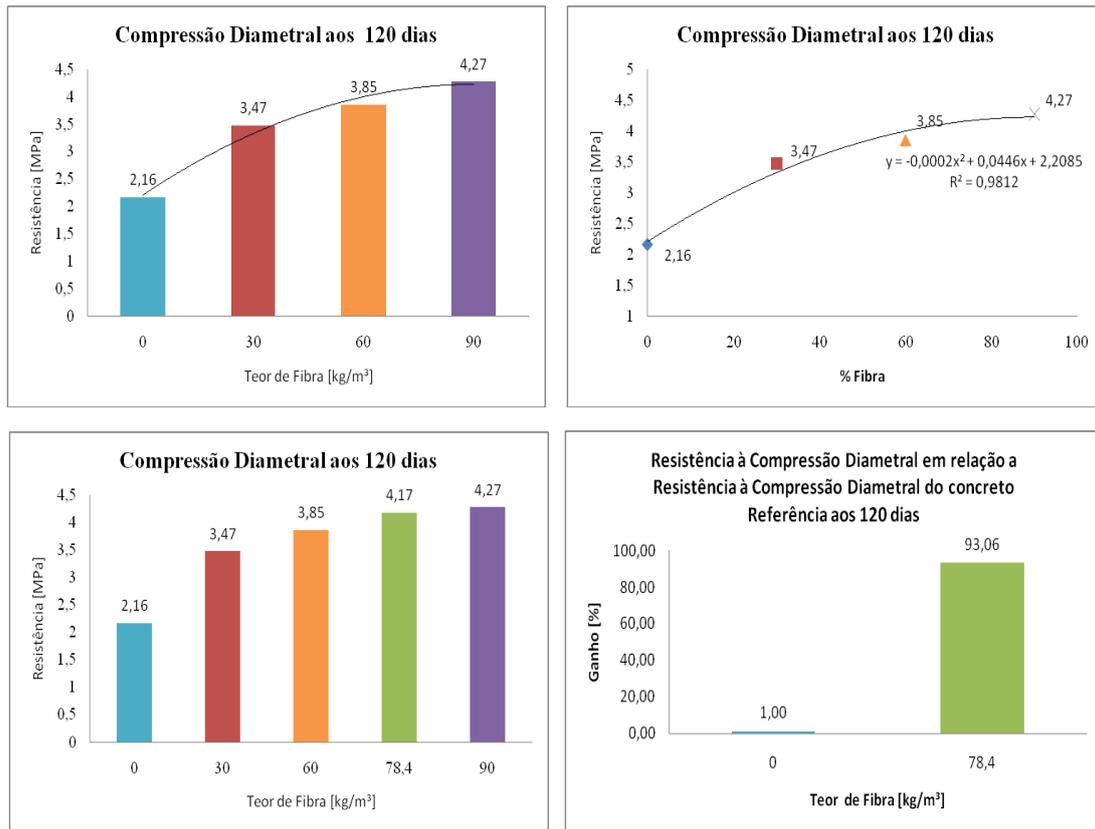


Fig. 4.35 – Resistências referentes ao ensaio de tração por compressão diametral aos 120 dias.

Conforme especificado anteriormente, o ensaio de tração na flexão foi realizado somente aos 120 dias, sendo apresentado as resistências obtidas na figura a seguir:

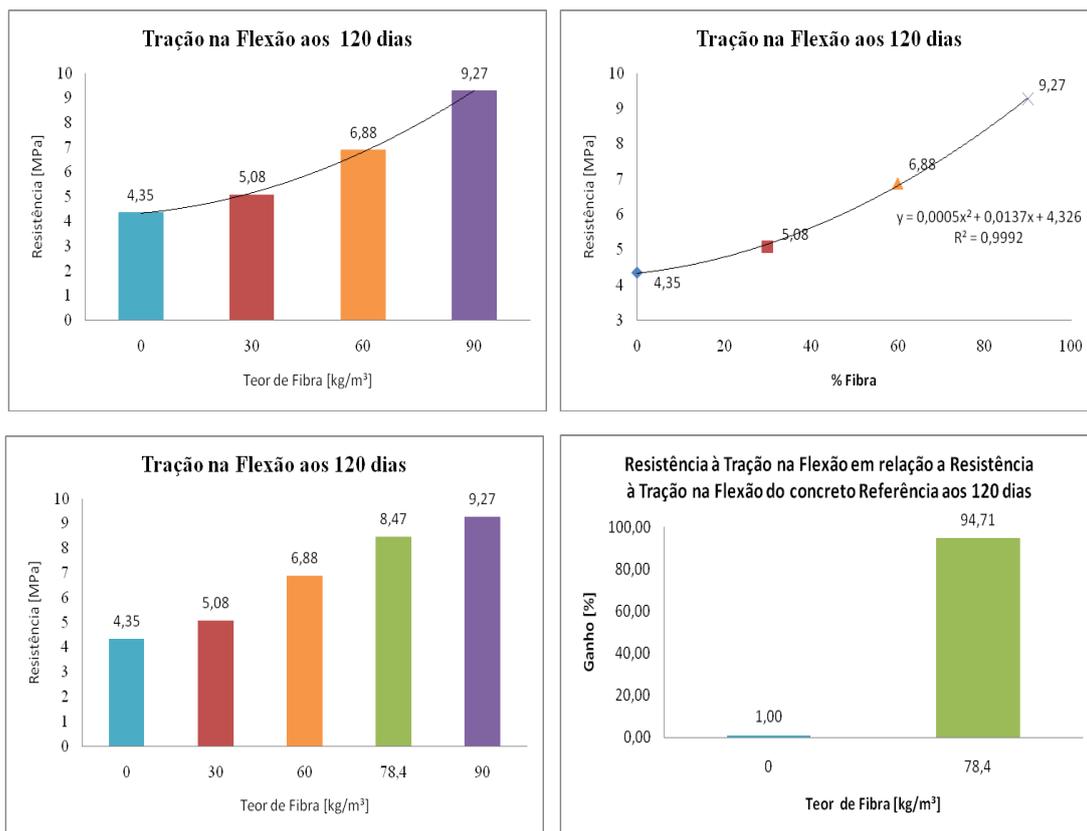


Fig. 4.36 – Resistências referentes ao ensaio de tração na flexão aos 120 dias.

Verificando os valores obtidos pelo V_{cf} e o concreto de referência (R), pode-se verificar um acréscimo na resistência de 94,71% com a adição das fibras em volume próximo ao volume crítico.

A resistência à compressão axial é a propriedade mais comum avaliada nos concretos. A partir dela outras propriedades são baseadas. As Figuras 4.37 e 4.38 apresentam comparações no ganho das resistências, na adição de fibras segundo as idades dos ensaios realizados.

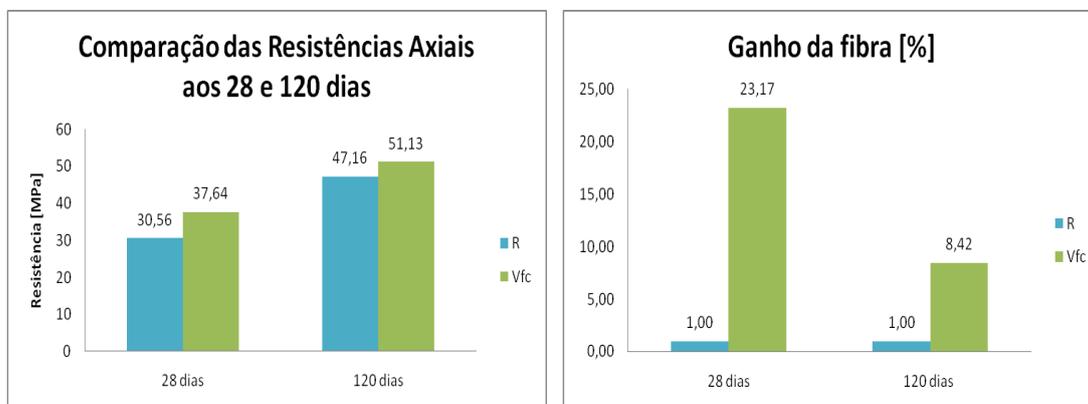


Fig. 4.37 – Ganho de resistência na compressão axial segundo o teor de fibra próximo ao V_{cf} .

Conforme os dados anteriormente citados, tem-se resumidamente que o volume crítico de fibras quando adicionado ao concreto suporta um ganho de 23,17% na resistência aos 28 dias e 8,42% aos 120 dias.

Na Figura 4.39 tem-se um ganho de 54,32% comparando o concreto de referência no decorrer das idades e, um ganho de 35,84% na resistência do concreto com adição de fibras aço no teor do volume crítico entre 28 e 120 dias.

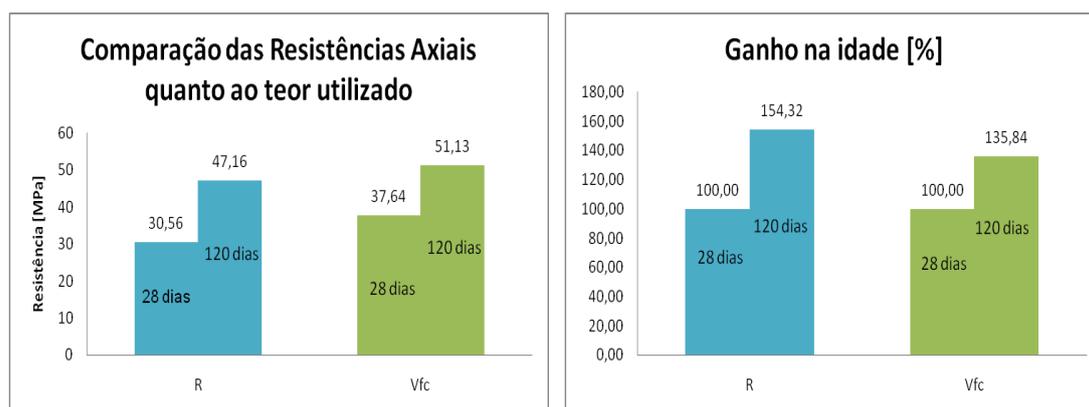


Fig. 4.38 – Ganho de resistência nas idades de 28 e 120 dias.

O ganho de resistência na tração deve diminuir o aparecimento de fissuras quando o concreto estiver em regime de impactos (como nos blocos de carapaça de molhes), aumentando assim a durabilidade destes. Neste caso, os blocos não sofrem grandes esforços de compressão axial, e, portanto, mesmo com a diminuição desta propriedade e com o aumento do teor, conforme resultados desta pesquisa, o uso de fibras é altamente viável nesta situação.

4.2.8 Análise do Ensaio de Impacto

A Tabela 4.6 a seguir apresenta os valores obtidos referente à primeira fissura e a energia de colapso nas idades de 28 e 120 dias nos diferentes teores de fibras de aço:

Tabela 4.6 – Ensaio de resistência ao impacto.

RESISTÊNCIA AO IMPACTO						
TEOR de fibras [kg/m ³]		28 dias		120 dias		
		Energia 1° Fissura [Joule]	Energia Colapso [Joule]	Energia 1° Fissura [Joule]	Energia Colapso [Joule]	
		0	CP C1	408,79	408,79	CP B1
	CP C2	401,61	401,61	CP B2	114,74	114,74
	CP C3	401,61	401,61	CP B3	-	-
	CP C4	-	-	CP B4	-	-
30	CP C1	3040,23 (*)	4152,62 (*)	CP B1	183,58	419,45
	CP C2	650,52	1978,77	CP B2	113,47	119,84
	CP C3	640,94	1473,79	CP B3	-	-
	CP C4	868,30	1846,62	CP B4	-	-
60	CP C1	803,68	963,11	CP B1	86,69	636,69
	CP C2	3754,98 (*)	4124,57 (*)	CP B2	669,66	734,28
	CP C3	612,22	1031,04	CP B3	3160,03 (*)	3234,73 (*)
	CP C4	1796,88	2003,41	CP B4	-	-
90	CP C1	506,92 (*)	521,28 (*)	CP B1	1626,96	1735,28
	CP C2	636,16	1057,37	CP B2	284,30	340,39
	CP C3	657,70	2933,67	CP B3	-	-
	CP C4	-	-	CP B4	-	-

(*) valores não considerados no cálculo das médias.

Vale destacar que a disparidade nos resultados das fissuras pôde ser conseqüência dos aglomerados de fibras (ouriços) localizados no local de queda da esfera.

Do ensaio primeiramente realizado com ruptura aos 120 dias, estão apresentadas a Tabela 4.6 e a Figura 4.39, onde verifica-se um aumento de 71,32% na energia necessária para provocar uma fissura de 1 mm do concreto de 30 kg/m³ de fibras de aço, em relação ao concreto de referência. Mais expressivamente estão os concretos denominados F60 e F90, com teores de 60 kg/m³ e 90 kg/m³ de concreto produzido, apresentando um aumento de 336,23% e 1002,35% quando comparados ao concreto sem fibras – este acréscimo para os tetrápodes é muito importante, pois indica um aumento altamente expressivo na energia necessária para provocar a abertura de 1mm nos blocos.

Para os corpos de prova com 120 dias de idade, pode-se verificar um ganho de 176,47% na energia essencial para o colapso do concreto F30 em relação ao concreto referência. Para o F60, este ganho foi de 602,84%. Para o traço F90, ou seja, com 90 kg de fibra de aço por metro cúbico de concreto produzido, o ganho na energia foi de 964,11% em

relação à moldagem sem fibras, conforme podem ser verificados os resultados apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Média dos resultados do ensaio de impacto aos 120 dias.

MÉDIA DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE IMPACTO AOS 120 DIAS – ENERGIA [J]				
	R	F30	F60	F90
$E_{\text{fissura 1 mm}}$	86,69	148,52	378,17	955,63
E_{colapso}	97,53	269,64	685,48	1037,83

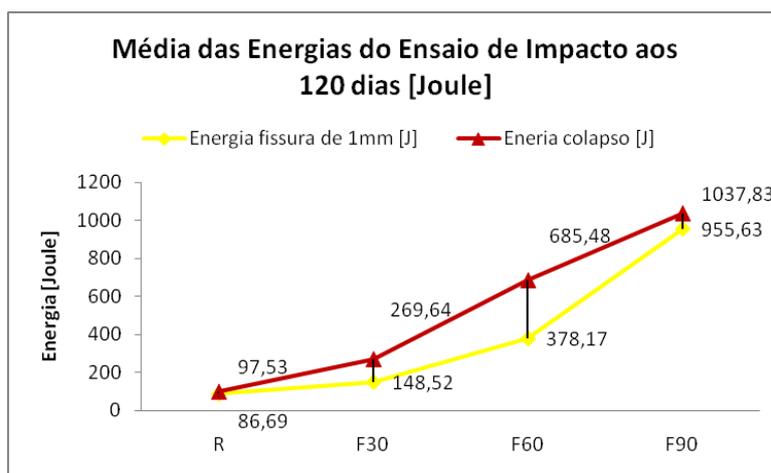


Fig. 4.39 – Médias das energias obtidas no ensaio de impacto aos 120 dias.

Analisando o gráfico da Figura 4.40, observa-se a necessidade no aumento da energia de 12,50% em média para que um corpo de prova sem fibras passe do estado fissurado em 1mm para o colapso. A energia para o concreto F30 é verificada com um aumento de 81,55%. Para o concreto com 60 kg/m³ de fibra, a energia necessária para levar o bloco de concreto da trinca de 1 mm ao colapso foi de 81,26%. No concreto F90, o acréscimo de energia foi de 8,60%.

O concreto F90 apresenta, para os 120 dias de ensaio, uma diferença ínfima entre a energia de fissura e colapso, pois uma grande energia foi necessária para provocar a fissura no bloco (devido a grande quantidade de fibras utilizadas ou, por algum “ouriço” pontual), na ordem de 955 J.

Conforme descrito anteriormente, após o ensaio de impacto realizado aos 120 dias, foi feita uma nova concretagem visando melhorias na metodologia utilizada e na moldagem dos cilindros.

Com isso, nos resultados obtidos no ensaio de impacto realizado aos 28 dias de idade, pode-se verificar um aumento de 78,20% entre as médias da energia necessária para provocar

uma fissura de 1 mm do concreto com teor de 30 kg/m³ de fibras de aço em relação ao concreto de referência. Para o teor de 60 kg/m³, denominado F60, este ganho foi de 165,08%. Já, para o teor de 90 kg/m³, o ganho foi de apenas 60,13%.

Com relação ao colapso dos corpos de prova, pode-se verificar um ganho de 337,22% na energia essencial para o colapso do F30 em relação ao concreto referência. Para o F60, este ganho foi de 229,83%. Para o traço F90, ou seja, com 90 kg de fibra de aço por metro cúbico de concreto produzido, o ganho na energia foi de 393,94% em relação à moldagem sem fibra, conforme pode ser verificado nos resultados apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Média dos resultados do ensaio de impacto aos 28 dias.

MÉDIA DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE IMPACTO AOS 28 DIAS – ENERGIA [J]

	R	F30	F60	F90
E _{fissura 1 mm}	404,00	719,92	1070,93	646,93
E _{colapso}	404,00	1766,39	1332,52	1995,52

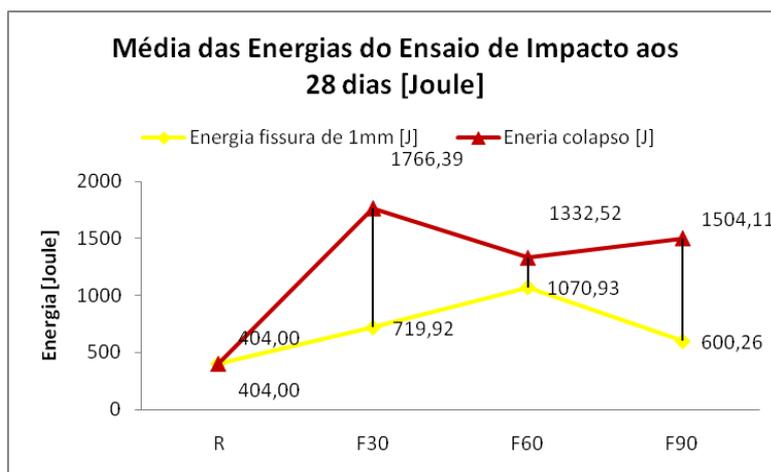


Fig. 4.40 – Médias das energias obtidas no ensaio de impacto aos 28 dias.

Conforme apresentado na Figura 4.40, verifica-se a necessidade no aumento da energia de 145,36% para que um corpo de prova com teor de 30 kg/m³ de fibras de aço passe do estado fissurado para o colapso. A energia para o concreto F60 é verificada com um aumento de somente 24,43%. Para o concreto de 90 kg/m³ de fibra, a energia necessária para levar o bloco de concreto da trinca de 1 mm ao colapso é de 208,46%. O concreto de referência apresentou, com a mesma energia, fissura de 1 mm e imediatamente foi ao colapso, ou seja, no momento em que o bloco trincou, houve o desmoronamento da estrutura.

No gráfico da Figura 4.40, verifica-se que a energia de fissura em um corpo de prova sem fibras foi a mesma que o levou à ruína aos 28 dias. Porém, para os 120 dias de ensaio

(Figura 4.39), o concreto referência apresentou energias diferentes relacionada a fissura e ao colapso, no qual se deve ao ganho de resistência do cimento pozolânico utilizado nas concretagens.

Aos 120 dias de ensaio, as curvas de crescimento estão mais evidentes e, mais confiáveis, o que demonstra que quanto maior a adição de fibras utilizadas no concreto, maior será a energia dissipada no corpo de prova, tanto para a fissura de 1 mm quanto para o colapso dos blocos, embora os valores das energias tenham sido mais significativos aos 28 dias. Esta diferença pode ter ocorrido devido ao fato dos corpos de prova, em sua moldagem aos 28 dias não terem sido vibrados de maneira contínua nas divisas das camadas – ou seja, foi lançado o concreto referente a uma camada, este foi vibrado e adensado e, então a vibração da mesa interrompida para o lançamento do concreto da camada seguinte, e assim sucessivamente – o que pode ter distribuído melhor as fibras, melhorando assim a resistência do concreto.

A vibração constante pode ter formado os “ouriços”, o que justificaria as falhas de concretagem verificadas visualmente nos cilindros de concreto.

A relação apresentada por Figueiredo (2000) *apud* ACI (1998) referente ao aumento da resistência de 3 a 10 vezes em relação ao concreto sem fibras, quando submetido a ensaios de queda de massas, foi verificada nas energias necessárias para o colapso aos 28 dias de experimento. O concreto com 30 kg de fibras de aço por m³ de concreto produzido apresentou para a energia de fissura (1 mm) aos 28 e 120 dias um acréscimo de apenas 1,78 e 1,71 vezes a resistência do concreto referência, enquanto o concreto com 90 kg/m³ um acréscimo de 11,02 aos 120 dias. E, a energia necessária para o colapso apresentou aos 120 dias de experimento um acréscimo de 2,76 para o F30 e 10,99 para o F90, em relação ao concreto sem fibras.

4.2.8.1 Comparação da resistência à compressão axial com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra

A relação da resistência axial, com a energia necessária para ocasionar a fissura de 1 mm em um corpo de prova aos 28 dias de ensaio, é verificada na Figura 4.41. Observa-se um crescimento de 23,69% entre a menor e a maior resistência. Conforme visto, a relação de valores não saiu da mesma dezena, o que tornou o gráfico pouco expressivo. Entre as energias obteve-se uma diferença de 165,07% entre os resultados extremos.

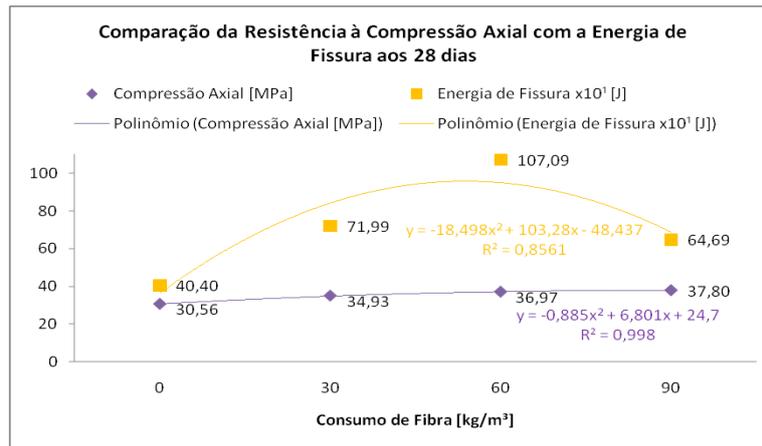


Fig. 4.41 – Comparação da resistência à compressão axial com a $E_{fissura}$ aos 28 dias em relação ao consumo de fibra.

A Figura 4.42 apresenta uma comparação entre a relação da resistência à compressão axial com a energia para fissurar um bloco de concreto de diferentes teores de fibras em 1 mm aos 120 dias de idade. Nela, constata-se um crescimento baixo para as resistências obtidas. No entanto, embora baixo, é mais expressivo do que os valores obtidos aos 28 dias de ensaio. Esta diferença dá-se em função do aumento da resistência do cimento para idades mais avançadas.

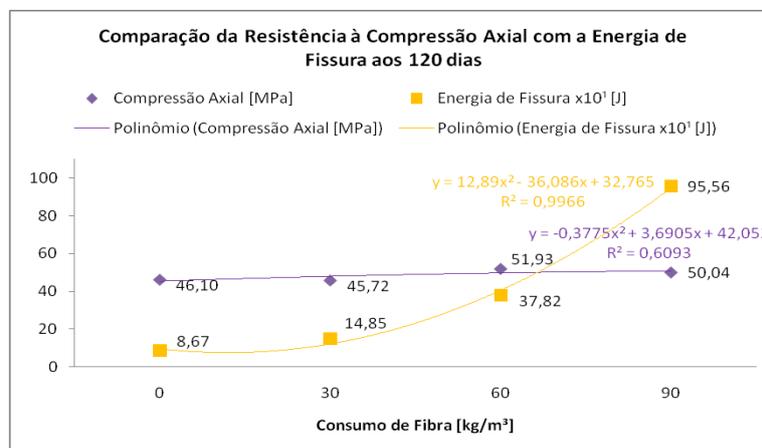


Fig. 4.42 – Comparação da resistência à compressão axial com a $E_{fissura}$ aos 120 dias em relação ao consumo de fibra.

4.2.8.2 Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra

A resistência à tração por compressão diametral relacionada a energia necessária para ocasionar a fissura de 1 mm em um corpo de prova aos 28 dias de ensaio é verificada na Figura 4.43. Esta apresenta um crescimento de 50,81% entre o menor e maior valor, enquanto a energia apresenta um acréscimo de 165,07%.

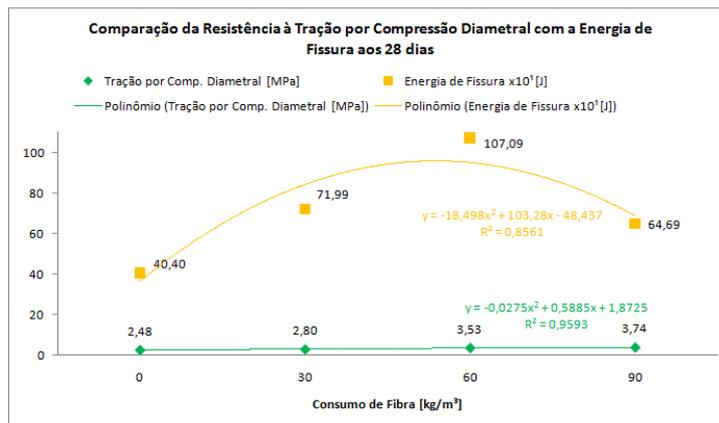


Fig. 4.43 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a E_{fissura} aos 28 dias em relação ao consumo de fibra.

A Figura 4.44 apresenta um gráfico com as resistências à tração por compressão diametral e as energias para fissurar um bloco de concreto de diferentes teores de fibras em 1 mm aos 120 dias de idade. Um crescimento contínuo nas resistências, diferenciando-as de 97,68% entre os valores extremos e, para a energia de fissura, esta variação permanece em 1002,19%.

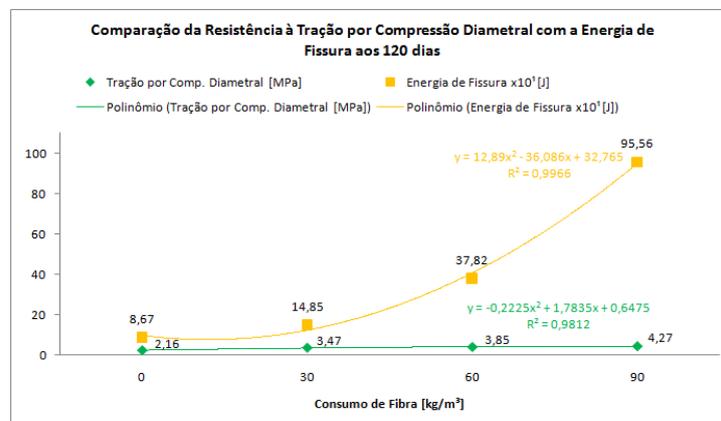


Fig. 4.44 – Comparação da resistência à tração por compressão diametral com a E_{fissura} aos 120 dias em relação ao consumo de fibra.

4.2.8.3 Comparação da resistência à tração na flexão com a energia de fissura em relação ao consumo de fibra

A resistência à tração na flexão quando relacionada a energia necessária para ocasionar a fissura em um corpo de prova aos 120 dias de ensaio é verificada na Figura 4.45. Esta apresenta um crescimento de 113,10 % entre o menor e maior valor, enquanto a energia apresenta um acréscimo de 1002,19 %.

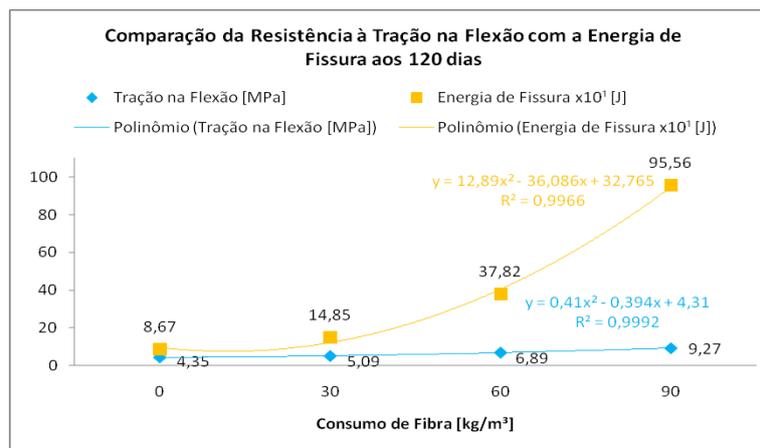


Fig. 4.45 – Comparação da resistência à tração na flexão com a $E_{fissura}$ aos 120 dias em relação ao consumo de fibra.

Foram comparadas somente as energias necessárias para ocasionar a fissura de 1 mm nos cilindros de concreto, pois esta é a mais importante para o estudo em questão. A partir destas é quando a água do mar começaria a interagir dentro do tetrápode, provocando a corrosão prematura das fibras de aço.

4.3 COMENTÁRIOS

Como as fibras são relativamente caras, devemos estar preparados para as perguntas do tipo: “O mesmo investimento não poderia ser usado para colocar uma armadura adicional com barras, ou para escolher um traço melhor para a matriz cimentícia, ou para seguir melhores procedimentos de cura, etc”? Para a situação em questão, busca-se um aumento na resistência ao impacto. Segundo este estudo, conforme os resultados obtidos nos ensaios têm-se primeiramente os maiores ganhos para o concreto com o uso das fibras de aço referente ao

impacto, seguido da tração na flexão, da resistência à tração compressão diametral e por fim da resistência à compressão.

No caso da necessidade de obter-se um concreto mais resistente à compressão seria viável economicamente melhorar o traço do concreto utilizado, com uma diminuição no fator água/cimento, aumentar a quantidade de cimento ou até mesmo melhorar a granulometria dos agregados.

No caso da utilização de armadura com barra de aço interna, acredita-se não ser a melhor opção para os blocos locados em alto mar, pois se esta entrar em processo de despassivação expandir-se-á e rachará o concreto, acelerando ainda mais o processo destrutivo dos blocos.

Em princípio, a viabilidade da adição das fibras de aço é comprovada pela melhoria das propriedades de resistência ao impacto. Assim, sugere-se para as substituições futuras dos blocos – ou em novo molde a ser construído – que estas sejam feitas por tetrápodes com fibras para pontos estratégicos (não em linha d'água, nem quando submersos e sim em pontos de maiores choques das correntes nos mesmos), proporcionando uma maior durabilidade e diminuindo custo com trocas relacionadas a transportes e manuseios, quando comparados ao tempo durável destes no local de função ou inseridos ao ambiente marítimo.

Visando a correlação existente na bibliografia pesquisada entre a resistência à compressão axial e a resistência à tração do concreto, foi feita uma comparação dos dados obtidos verificando tal correlação – visto que a resistência à tração na flexão equivale aproximadamente a quinta parte da resistência à compressão do concreto (ARAUJO, et al., 2003) e, a resistência a tração simples é igual a décima parte da resistência à compressão do concreto, embora que ainda, de 10 a 40 vezes maior que o concreto sem fibras (ACI, 1996).

Conforme apresentado, a adição de fibras ao concreto armado melhora de forma substancial o seu comportamento pós-fissuração e sua ductibilidade.

A resistência do concreto à tração é mais sensível às microfissuras do concreto que a resistência à compressão. A maior ou menor presença dessas microfissuras influencia consideravelmente a resistência do concreto à tração, uma vez que no concreto tradicional existe uma grande facilidade de propagação dessas fissuras (OLIVEIRA, 2005).

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A proposta desta dissertação foi analisar a viabilidade da adição de fibras de aço nas estruturas de concreto expostas ao ambiente marítimo, através da melhoria da resistência desses elementos. Desse modo, o estudo veio apresentar uma nova potencialidade de aplicação para o concreto reforçado com fibras de aço, tendo como intenção o melhoramento das propriedades de resistência do concreto utilizado na confecção dos blocos de concreto tetrápodes, blocos de concreto pré-moldados utilizados nos molhes da Barra do Rio Grande, visando reduzir os custos de manutenção e prolongando a vida útil desses blocos.

No desenvolvimento desta pesquisa pôde-se observar que as fibras de aço, quando adicionadas ao concreto, constituem um novo material, com propriedades distintas dos concretos convencionais. Isso ocorre devido à boa resistência mecânica à tração e ao elevado módulo de elasticidade que a fibra de aço possui.

Devido ao fato das fibras não receberem nenhum tratamento especial para evitar a corrosão, verifica-se que a sua durabilidade está condicionada ao seu confinamento no meio altamente alcalino que é a matriz de cimento.

Com a finalidade de avaliar os efeitos da exposição do concreto reforçado com fibras em ambientes agressivos (sais, íons agressivos, etc), é preciso distinguir os concretos íntegros dos concretos pré-fissurados. No primeiro caso, a corrosão é limitada às fibras presente na superfície, apresentando somente conseqüências estéticas.

Através dos experimentos executados, pode-se observar que o concreto com fibras de aço apresentou uma melhoria nas propriedades de resistência à compressão axial. No entanto, os benefícios foram superiores quando analisadas as propriedades de resistência à tração dos concretos em comparação a um concreto convencional, de referência, sem fibra. Isso foi comprovado, através dos acréscimos de resistências obtidos pelos traços com fibra de aço e pelos percentuais equivalentes da resistência à tração em relação à resistência à compressão axial.

O traço que apresentou melhor desempenho das propriedades mecânicas até o limite desta pesquisa foi de 90 kg de fibra de aço por metro cúbico de concreto (F90), que teve um aumento considerável (principalmente aos 120 dias de ensaio) – conforme apresentados na Figura 4.43 (pág. 182) e na Tabela 4.5 (pág. 170) – devido esse teor ser o mais próximo ao

volume crítico do concreto analisado, pois para esse, os ganhos de resistência são significativos quando comparados com traços de teores menores.

As equações das Figuras 4.34 (pág. 173) e 4.37 (pág. 176) mostram uma tendência de ganho em teores superiores ao teor crítico ($\pm 78,4 \text{ kg/m}^3$) e, para o impacto, continua a tendência a ter grandes aumentos.

Sabendo que a adição de fibras ao concreto reduz o aparecimento de fissuras e a velocidade de propagação de abertura das mesmas, este trabalho buscou analisar o comportamento de compósitos formado por concreto de diferentes teores de fibras, analisando também a durabilidade e a capacidade da resistência quando submetido ao ambiente marítimo.

5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A propriedade mais importante dos concretos armados com adição de fibras é a de impedimento da propagação das fissuras. Conseqüentemente, isto permite a melhoria da resistência à flexão, rigidez, ductibilidade, absorção de energia (tenacidade), resistência ao impacto, fadiga e resistência ao ciclo térmico.

O avanço das pesquisas a cerca das propriedades do concreto com fibras, tende a melhorar o desempenho desse material e abrir novos campos de aplicação. Para isso é preciso que, além do aperfeiçoamento do material em si, os métodos de análise e dimensionamento de elementos estruturais sejam adaptados, permitindo que a aplicação dos concretos com fibras nesses elementos seja feita de forma otimizada e segura.

Em suma, a viabilidade da adição de fibras de aço é comprovada, parcialmente, pela melhoria das propriedades de resistência oferecida pelas fibras no interior da matriz de concreto. Entretanto, outras pesquisas relacionadas à durabilidade do material e a resistência ao impacto ainda devem ser desenvolvidas com o intuito de comprovar a relevância deste estudo.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Estudos reportados por MEHTA e MONTEIRO (1994) mostraram que as fibras de aço no concreto apresentaram mínimos sinais de corrosão e nenhum efeito danoso nas propriedades do concreto após 7 anos de exposição a ataque de sais de descongelamento. Baseado nesse estudo, sugere-se ensaio de molhagem e secagem constantes aos corpos-de-prova em um período de 7 anos para verificar sua durabilidade quando sujeitos a estas condições.

Outro fator a ser considerado é que se for formada uma pequena camada superficial de ferrugem nas fibras, esta poderia conduzir a um aumento na resistência da ligação entre a fibra e a matriz de concreto. Assim, a corrosão das fibras nem sempre levaria a uma redução na resistência e tenacidade do compósito (BENTUR e MINDESS, 1990). Com isto, a corrosão nas fibras deve ser acelerada para a verificação destas propriedades. Uma forma para tal verificação seria o aumento na quantidade de cloreto de sódio inserida na massa do concreto para análise de durabilidade.

Ensaio de durabilidade do concreto em blocos sujeito a intempéries com teor de 90 kg/m³ de fibras de aço devem ser realizados, visto que com uma taxa mínima (30 kg/m³) nenhum ponto relativo a corrosão foi obtido. Para o ensaio de durabilidade, também deve ser analisado o efeito da fibra polimérica quando inserida ao concreto.

Recomendam-se a comparar futuramente a durabilidade da fibra quando inserida no concreto e a durabilidade do concreto com armadura convencional quando exposto ao ambiente marítimo e sujeito a intempéries.

O emprego de inibidores de corrosão como aditivos para o concreto tem se difundido como uma das soluções para prolongar a vida útil de estruturas. Com isso, recomenda-se analisar o desenvolvimento da durabilidade do concreto quando adicionadas fibras de aço e aplicados aditivos inibidores como: aminoálcool, aditivos à base de nitrito de cálcio e éster aminas.

Uma verificação no desenvolvimento das resistências em cilindros de concreto pode ser analisada em cilindros de maior diâmetro, simulando uma situação mais próxima as patas dos tetrápodes, dentre outros projetos na área de pesquisa do ambiente marítimo voltados aos estudos de Engenharia Oceânica e Engenharia Civil Costeira e Portuária.

ANEXO A

RESISTÊNCIAS OBTIDAS NO ENSAIO DE DURABILIDADE [MPa] (Lote “A”)

Data de Moldagem: 13/06/2008 e Data de Exposição: 15/06/2008 – (concreto com cloreto de sódio) – ENSAIO DE EXPOSIÇÃO À INTEMPÉRIES.

		Betonada 1 - Axial [MPa]				Betonada 1 - Diametral [MPa]				Betonada 1 - Tração na Flexão [MPa]							
		90 dias		730 dias		90 dias		730 dias		90 dias			730 dias				
		Carga	fc	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	ft,D	Carga	Terço	FctM	Carga	Terço	FctM		
CP A1		51800	29,31	67000	37,91	19100	2,69	21800	3,08	2620	médio	3,88	4600	médio	6,13		
CP A2		51100	28,91	73400	41,53	21000	2,98	24200	3,42	3300	médio	4,88	4200	médio	5,60		
		Média	29,11	Média	39,72	Média	2,84	Média	3,25	Média			4,38	Média			5,87

Data de Moldagem: 18/06/2008 e Data de Exposição: 20/06/2008 – (concreto puro) – ENSAIO DE EXPOSIÇÃO À INTEMPÉRIES.

		Betonada 2 - Axial [MPa]				Betonada 2 - Diametral [MPa]				Betonada 2 - Tração na Flexão [MPa]							
		365 dias		730 dias		365 dias		730 dias		365 dias			730 dias				
		Carga	fc	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	ft,D	Carga	Terço	FctM	Carga	Terço	FctM		
CP A1		90200	51,04	81600	46,18	26000	3,68	28400	4,02	4580	médio	6,11	5300	médio	7,07		
CP A2		94000	53,19	78400	44,36	28000	3,96	23900	3,38	5320	médio	7,09	5100	médio	6,80		
		Média	52,12	Média	45,27	Média	3,82	Média	3,70	Média			6,60	Média			6,94

Data de Moldagem: 25/06/2008 e Data de Exposição: 25/07/2008 – ENSAIO DE MOLHAGEM E SECAGEM.

		Betonada 3 - Axial [MPa]				Betonada 3 - Diametral [MPa]				Betonada 3 - Tração na Flexão [MPa]							
		90 dias		730 dias		90 dias		730 dias		90 dias			730 dias				
		Carga	fc	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	ft,D	Carga	Terço	FctM	Carga	Terço	FctM		
CP A1		70800	40,06	x	x	22800	3,22	27100	3,83	3580	médio	4,77	4200	médio	5,60		
CP A2		70800	40,06	x	x	21800	3,08	21850	3,09	3640	médio	4,85	4300	médio	5,73		
		Média	40,06	Média	x	Média	3,15	Média	3,46	Média			4,81	Média			5,67

ANEXO B

RESISTÊNCIAS COM DIFERENTES TEORES DE FIBRAS DE AÇO AOS 28 DIAS [MPa] (Lote “B”)

	R - Axial		R - Diametral	
	Carga	fc	Carga	ft,D
CP B1	50800	28,75	17900	2,53
CP B2	59200	33,50	19800	2,80
CP B3	52000	29,43	14900	2,12
	Média	30,56	Média	2,48

	F30 - Axial		F30 - Diametral	
	Carga	fc	Carga	ft,D
CP B1	57000	32,25	20300	2,87
CP B2	65000	36,78	20700	2,93
CP B3	63200	35,76	19500	2,59
	Média	34,93	Média	2,80

	F60 - Axial		F60 - Diametral	
	Carga	fc	Carga	ft,D
CP B1	67200	38,03	26600	3,76
CP B2	64200	36,33	20600	2,91
CP B3	64600	36,56	27700	3,91
	Média	36,97	Média	3,53

	F90 - Axial		F90 - Diametral	
	Carga	fc	Carga	ft,D
CP B1	62700	35,48	25700	3,63
CP B2	66200	37,46	31000	4,38
CP B3	71500	40,46	22800	3,22
	Média	37,80	Média	3,74

(*) valores com diferença de $\pm 20\%$ foram desprezados para o cálculo das médias.

ANEXO C

RESISTÊNCIAS COM DIFERENTES TEORES DE FIBRAS DE AÇO AOS 120 DIAS [MPa] (Lote “B”)

	R - Axial		R - Diametral		R - Tração na Flexão				
	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	Terço	Flecha 1	Flecha 2	FctM
CP B1	83000	43,97	14200	2,01	3100	médio	0,07	0,08	4,13
CP B2	82000	46,40	14200	2,01	3300	médio	0,00	0,06	4,40
CP B3	85000	48,10	17400	2,46	3400	médio	0,05	0,03	4,53
	Média	46,16	Média	2,16				Média	4,35

	F30 - Axial		F30 - Diametral		F30 - Tração na Flexão				
	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	Terço	Flecha 1	Flecha 2	FctM
CP B1	83200	47,08	28000	3,96	3900	médio	0,20	0,63	5,20
CP B2	78400	44,36	19800	2,80	3800	médio	0,24	0,21	5,07
CP B3	80800	45,72	25800	3,65	3750	médio	0,26		5,00
	Média	45,72	Média	3,47	3800	médio	0,21	0,29	5,07
								Média	5,09

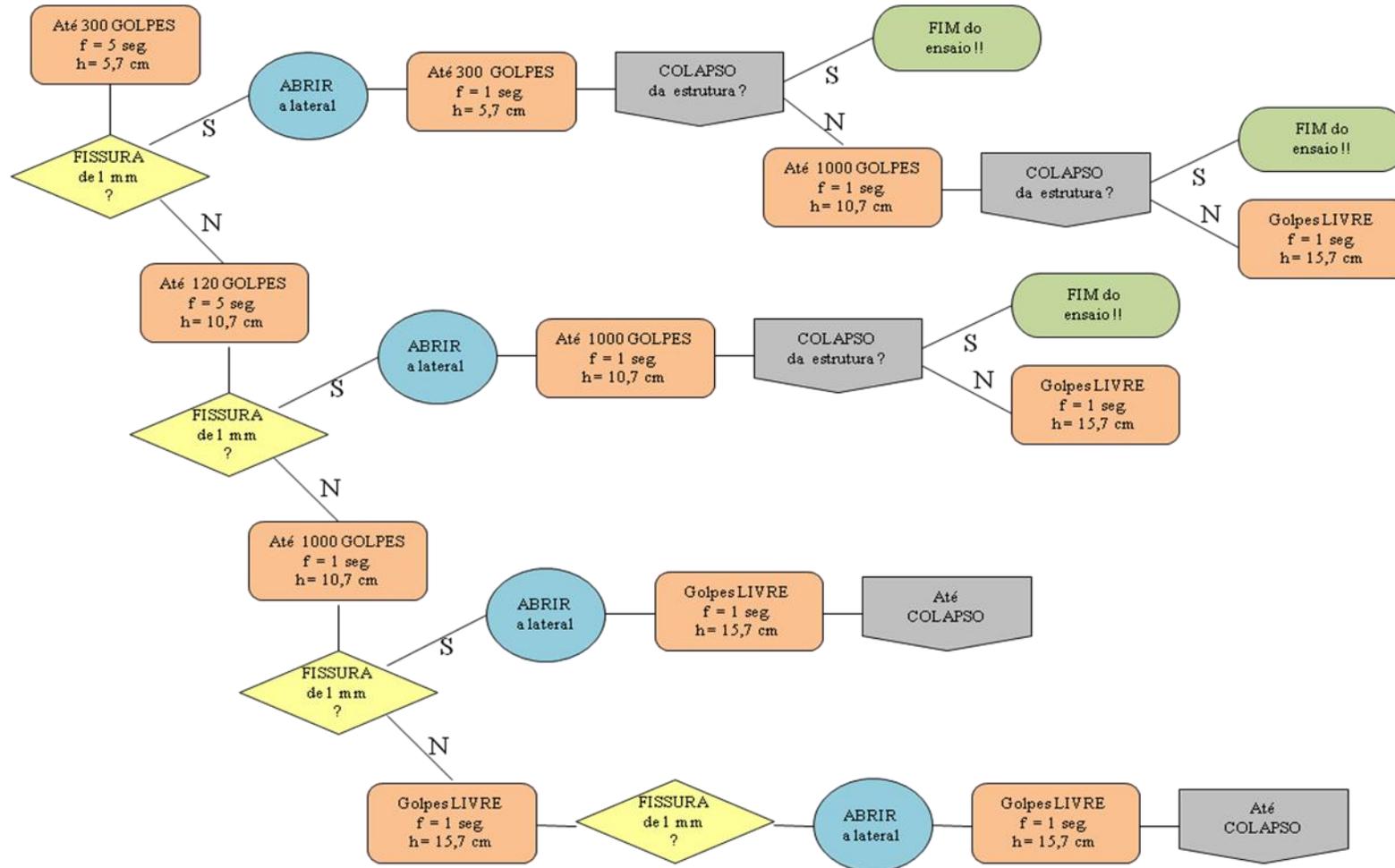
	F60 - Axial		F60 - Diametral		F60 - Tração na Flexão				
	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	Terço	Flecha 1	Flecha 2	FctM
CP B1	90800	51,38	25400	3,59	5100	médio	-	-	6,80
CP B2	89500	50,65	31000	4,38	5150	médio	0,00	0,89	6,87
CP B3	95000	53,76	25400	3,59	4800	médio	0,66	0,50	6,40
	Média	51,93	Média	3,85	5600	médio	0,73	0,60	7,47
								Média	6,89

	F90 - Axial		F90 - Diametral		F90 - Tração na Flexão				
	Carga	fc	Carga	ft,D	Carga	Terço	Flecha 1	Flecha 2	FctM
CP B1	90500	51,21	31200	4,41	8050	médio	0,96	0,89	10,73
CP B2	87300	49,40	33400	4,72	4400	médio	0,00	0,77	5,87 (*)
CP B3	87500	49,51	26000	3,68	6600	médio	0,56	0,00	8,80
	Média	50,04	Média	4,27	6200	médio	0,94	0,84	8,27
								Média	9,27

(*) valores com diferença de $\pm 20\%$ foram desprezados para o cálculo das médias.

ANEXO D

FLUXOGRAMA DE DESENVOLVIMENTO DO ENSAIO DE IMPACTO



ANEXO E

DETALHAMENTO DOS CÁLCULOS DE RUPTURA DO ENSAIO DE IMPACTO AOS 120 DIAS (Lote “B”)

R – cilindro B1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 46 = 58,64 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 17 = 21,67 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 58,64 + 21,67 = 80,32 \text{ J}$$

R – cilindro B2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 90 = 114,74 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 0 = 0 \rightarrow \text{abriu-se a lateral e o cp foi a ruína}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 114,74 + 0 = 114,74 \text{ J}$$

F30 – cilindro B1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 112 \rightarrow \text{trinca muito fina}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 32 = 183,58 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 185 = 235,86 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 183,58 + 235,86 = 419,45 \text{ J}$$

F30 – cilindro B2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 89 = 113,47 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 5 = 6,37 \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 113,47 + 6,37 = 119,84 \text{ J}$$

F60 – cilindro B1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 68 = 86,69 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 70 = 549,99 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 86,69 + 549,99 = 636,69 \text{ J}$$

F60 – cilindro B2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \rightarrow \text{trinca muito fina}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120 = 669,66 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm no centro e linear)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 27 = 64,62 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 669,66 + 64,62 = 734,28 \text{ J}$$

F60 – cilindro B3 OBS: O CP já possuía uma falha

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120 \rightarrow \text{nada aconteceu}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 1000 \rightarrow \text{sem fissurar, abriu a lateral}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,167) \cdot 26 = 3160,03 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm) (*)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,167) \cdot 20 = 74,70 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 3160,03 + 74,70 = 3234,73 \text{ J (*)}$$

F90 – cilindro B1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \rightarrow \text{nada aconteceu}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120 \rightarrow \text{propagação da fissura por uma falha}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 400 = 1626,96 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,167) \cdot 29 = 108,32 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 1626,96 + 108,32 = 1735,28 \text{ J}$$

F90 – cilindro B2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 223 = 284,30 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura 1 mm)}$$

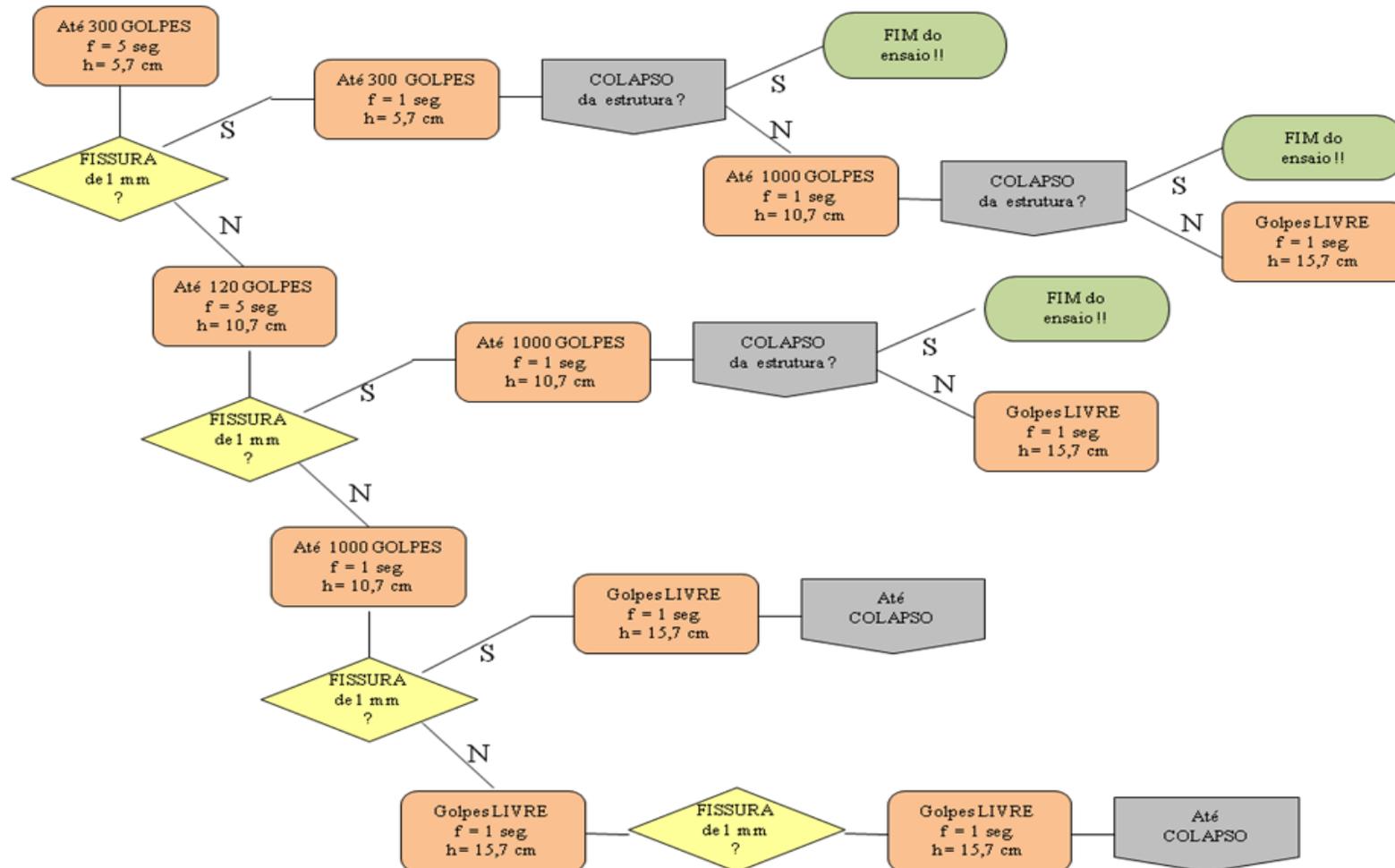
$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 44 = 56,09 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 284,30 + 56,09 = 340,39 \text{ J}$$

(*) valores desprezados para o cálculo das médias.

ANEXO F

FLUXOGRAMA PARA CONFIABILIDADE DO ENSAIO DE IMPACTO (Lote “C”)



ANEXO G

DETALHAMENTO DOS CÁLCULOS DE RUPTURA PARA A CONFIABILIDADE DO ENSAIO DE IMPACTO AOS 28 DIAS (Lote “C”)

R – cilindro C1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 11 = 408,79 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_2 = 0$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 408,79 + 0 = 408,79 \text{ J}$$

R – cilindro C2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 8 = 401,61 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_2 = 0$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 401,61 + 0 = 401,61 \text{ J}$$

R – cilindro C3

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 8 = 401,61 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_2 = 0$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 401,61 + 0 = 401,61 \text{ J}$$

F30 – cilindro C1 (*)

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 1000 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 73 = 3040,23 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm) (*)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 307 = 1112,39 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 3040,23 + 1112,39 = 4152,62 \text{ J (*)}$$

F30 – cilindro C2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \\ + (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 112 = 650,52 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 555 = 1328,25 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 650,52 + 1328,25 = 1978,77 \text{ J}$$

F30 – cilindro C3

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 108 = 640,94 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 348 = 832,85 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 640,94 + 832,85 = 1473,79 \text{ J}$$

F30 – cilindro C4

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 83 = 868,30 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 270 = 978,32 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 868,30 + 978,32 = 1846,62 \text{ J}$$

F60 – cilindro C1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \rightarrow \text{microfissura}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 56 = 803,68 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 44 = 159,43 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 803,68 + 159,43 = 963,11 \text{ J}$$

F60 – cilindro C2 (*)

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120 \rightarrow \text{microfissura}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 1000$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 191 = 3754,98 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm) (*)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 102 = 392,59 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 3754,98 + 392,59 = 4124,57 \text{ J (*)}$$

F60 – cilindro C3

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 96 = 612,22 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 175 = 418,818 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 612,22 + 418,818 = 1031,042 \text{ J}$$

F60 – cilindro C4

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 120 \rightarrow \text{microfissura}$$

$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 471 = 1796,88 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,162) \cdot 57 = 206,53 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 1796,88 + 206,53 = 2003,41 \text{ J}$$

F90 – cilindro C1

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \rightarrow \text{microfissura central}$$
$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 52 = 506,92 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm) (*)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 6 = 14,36 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 506,92 + 14,36 = 521,28 \text{ J (*)}$$

F90 – cilindro C2

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300 \rightarrow \text{microfissura}$$
$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 106 = 636,16 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 176 = 421,21 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 636,16 + 421,21 = 1057,37 \text{ J}$$

F90 – cilindro C3

$$E_1 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,057) \cdot 300$$
$$+ (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 115 = 657,70 \text{ J} \rightarrow \text{ruptura (fissura de 1 mm)}$$

$$E_2 = (2,280 \cdot 9,81 \cdot 0,107) \cdot 951 = 2275,98 \text{ J} \rightarrow \text{colapso !!}$$

$$E_{\text{COLAPSO}} = E_1 + E_2 = 657,70 + 2275,98 = 2933,67 \text{ J}$$

(*) valores desprezados para o cálculo das médias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 9833: Concreto fresco - Determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico. (Método de ensaio). Rio de Janeiro, maio de 1987. 3 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

MB 3432: Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75 μm (n° 200). (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 1991 (a). 3 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 5736: Cimento Portland pozolânico (Especificação). Rio de Janeiro, julho de 1991 (b). 6 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 12142 / MB 3483: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. (Procedimento). Rio de Janeiro, dezembro de 1991 (c). 3 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. (Método de ensaio). Rio de Janeiro, julho de 1994 (a). 9 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. (Procedimento). Rio de Janeiro, março de 1994 (b). 3 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. (Procedimento). Rio de Janeiro, dezembro de 1996. 8 págs.

Referências Bibliográficas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 13818: Cerâmica – Placa cerâmica para revestimento. (Especificação e métodos de ensaios). Rio de Janeiro, abril de 1997. 78 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. (Procedimento). Rio de Janeiro, fevereiro de 1998. 8 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. (Procedimento). Rio de Janeiro, maio de 2001 (a). 5 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2001 (b). 6 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 49: Agregado miúdo – Determinação de impurezas orgânicas. (Procedimento). Rio de Janeiro, 2001 (c). 9 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. (Procedimento). Rio de Janeiro, dezembro de 2003 (a). 6 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 43: Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2003 (b). 8 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 52: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2003 (c). 6 págs.

Referências Bibliográficas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 53: Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2003 (d). 8 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 65: Cimento portland – Determinação do tempo de pega. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2003 (e). 4 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica. (Procedimento). Rio de Janeiro, julho de 2003 (f). 6 págs.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR 15530: Fibras de aço para concreto (Especificação). Rio de Janeiro, novembro de 2007. 7 págs.

ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. Soluções de Infra-Estrutura em Tubos de Concreto. CD-ROM. Setembro, 2003.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

ACI 544.3R: Manual of concrete practice: Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and finishing steel fiber reinforced concrete. ACI Committee 544. Detroit, USA, 1993.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

ACI 544.4R: Design considerations for steel fiber reinforced concrete. . ACI Committee 544. (Reapproved 1994). 1988.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.

544.1R: Manual of concrete practice: State_of_the_Art report on fiber reinforced concrete. ACI Committee 544. (Reapproved 2002). 1996.

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E.; Obras e gestão de portos e costas. A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USO). Editora Edgard Blücher. 677 págs. São Paulo, 2005.

ANDRADE, M. C.; Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. Tradução e Adaptação de Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.

ARAUJO, R. C. L; RODRIGUES, E. R. V; FREITAS, E. G. A.; Materiais de construção. Capítulo 5 – Concreto de cimento portland. Págs 48 - 83. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. São Paulo, 2005. Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, P. S. dos S; Análise experimental de dormente de concreto protendido reforçado com fibras de aço. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – EESC. São Paulo, 1999.

BENTUR, A; MINDESS, S; Fiber reinforced cementitious composites. United Kingdom. Barking, Elsevier Science Publishers LTD. 1990.

CAETANO, L. F; GRAEFF, A. G; BERNARDES, S. T; CAMPAGNOLO, J. L; FILHO, L. C. P. S; Análise do comportamento de concretos reforçados com fibras quando submetidos ao impacto. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. XVIII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica – CRICT. 6 págs. Itajaí, 2003.

CALDAS, A.; FIGUEIREDO, A. D.; BITTENCOURT, T. N.; Propriedades de concreto reforçados com fibras de aço (CRFA). Anais do 5º Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. São Paulo. Jun, 2003.

COLI, A. B.; Estudo sobre o clima de ondas em Rio Grande – RS. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, 2000.

DIAS, C. R. R.; Relatório técnico do Centro de Pesquisas e Orientação Industrial (CEPOI) – FURG. Rio Grande, 1997 à 1998.

Referências Bibliográficas

DNIT. Departamento Nacional de Infra-Estruturas de Transportes. Página eletrônica. Disponível site: <www.dnit.gov.br>. Acessado em: 27, julho de 2007.

FALCÃO BAUER, L. A.; Materiais de construção. Livros técnicos e científicos. Editora S.A. Rio de Janeiro, 1982

FIGUEIREDO, A. D.; Tubos de concreto com fibras para águas pluviais e esgoto. USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e ABTC – Associação Brasileira dos Fabricantes de Tubos de Concreto. 28 págs. s/ ano.

FIGUEIREDO, A. D.; Concreto com fibras de aço. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PCC/USP. Boletim técnico. São Paulo, 2000.

FIGUEIREDO, A. D.; Concreto com fibras. Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações. IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Anais. Cap. 39. Págs: 1195 – 1225. São Paulo, 2005.

FIGUEIREDO, C. R.; Estudo da retração em materiais para reparos estruturais com adição de sílica ativa e fibras. IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte, 2002.

FIGUEIREDO, A. D.; NETO, P. J. C.; FARIA, H. M.; Aço em Obras de Concreto. A nova normalização brasileira sobre fibras de aço. Revista Concreto e Construções. IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Ano XXXVI. Nº 50. Págs: 67 – 75. Abr, mai, jun, 2008.

FUGII, A. P.; AKASAKI, J. L.; SALLES, F. M.; Tubos de concreto reforçados com fibras de aço. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2007 – 49CBC0162. IBRACON. Bento Gonçalves, 2007.

FURLAN, S. J.; Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de proteção. Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

GARCEZ, E. O.; Análise teórica experimental do comportamento de concretos reforçados com fibras de aço quando submetido a carga de impacto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS. Porto Alegre, 2005.

GAVA, G. P.; Análise teórica-experimental do comportamento a flexão de fibras de concreto reforçados com fibra de aço. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis, 2006.

GAVA, G. P.; PRUDÊNCIO JR, L. R.; SILVA JR, W. L. A. da; PIERI, T. S.; Variabilidade do ensaio de flexão em vigas de concreto reforçado com fibras de aço. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2007 – 49CBC0041. IBRACON. Bento Gonçalves, 2007.

GUIMARÃES, A. T. C.; Vida útil de estruturas de concreto armado em ambiente marítimo. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PCC/USP. São Paulo, 2000.

GUIMARÃES, A. T. C.; BANDEIRA, F.; GUIMARÃES, D.; PENNA, L.; Durabilidade de tetrápode de concreto contaminado com íons cloreto: estudo de caso. Rio Grande, 2003.

GUIMARÃES, A. T. C.; Propriedades do Concreto Fresco. Livro CONCRETO, Ensino, Pesquisas e Realizações. Cap. 16. Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2005.

HANAI, J. B.; HOLANDA, K. M. A.; Similaridades entre resistência à punção em lajes-cogumelo e ao cisalhamento em vigas de concreto armado com fibras de aço. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Volume 1. Págs: 1 – 16. Março de 2008.

HELENE, P. R. L.; Corrosão das armaduras em concreto armado. 4º Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto – SIMPATCON. Anais. Págs: 1 – 44. São Paulo, 1981.

HELENE, P. R. L.; Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – PCC/USP. São Paulo, 1993.

Referências Bibliográficas

HORNES, M. S. M.; Análise de estabilidade geotécnica do molhe leste do porto de Rio Grande após as obras de recuperação. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, 2001.

MACCAFERRI; Catálogo de informações técnicas – WIRAND. Fibras como Elemento Estrutural para Reforço de Concreto. 247 págs. s/ ano.

MACCAFERRI. Disponível site: <www.maccaferri.com.br>. Acessado em: 16, fevereiro de 2009.

MAGALHÃES, F. C.; Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do estaleiro Rio Grande, no Superporto, em Rio Grande – RS. Dissertação de Mestrado em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, 2009.

MASIERO, I. M.; Cimentos e Concretos. Aplicações práticas para concreto reforçado com fibras de aço: pisos industriais. Revista CONCRETO e Construções. Editora IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. Ano XXXVI. Nº 51. Págs: 38 - 42. Jul, ago, set, 2008.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M.; Concreto: Estrutura, propriedades e materiais. Editora Pini Ltda. São Paulo, novembro de 1994. 573 págs.

MIGLIORINI, A. V.; Estudo para fibras em blocos de concreto utilizados em carapaça de molhes de barra. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil – FURG. Rio Grande, 2007.

MILLER, K. P.; Estudo da fluência em vigas de concreto reforçado com fibras de aço, com aplicação de conceitos da mecânica da fratura. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, 2008.

NENÊ, U.; O porto do Rio Grande. **Revista Conselho**. CREA-RS Um conselho para todos. Ano III. Nº 18. Pág 32. Fevereiro, 2006.

NEVILLE, A. M.; Propriedades do Concreto. 2º Edição. Pini. 828 págs. São Paulo, 1997.

Referências Bibliográficas

NEWS COMEX. Disponível site: <http://newscomex.files.wordpress.com/2008/07/page10/>
Acessado dia: 22, setembro de 2009.

OLIVEIRA, S. L. de; Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de alta resistência com fibras de aço. Dissertação de Mestrado. COPEE, Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro, 2005. 134 págs.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P.; Estruturas de concreto. Capítulo 2. Universidade de São Paulo – USP. São Paulo, março de 2004. 10 págs.

PITA, C.; Dimensionamento hidráulico do manto resistente de quebra-mares de talude. Memória Nº 670. LNEC. Lisboa, 1986. Págs: 1 - 33.

PORTAL DO CONCRETO. Página eletrônica. Disponível site:
<www.portaldoconcreto.com.br> Acessado em: 13, setembro de 2009.

PORTO DE RIO GRANDE. Página eletrônica. Disponível site:
<www.portoriogrande.com.br> Acessado em : 27, janeiro de 2011.

RAMOS, M. F.; PINTO JÚNIOR, N. O. P.; FRANCO, B. L. M.; Avaliação de tubos de concreto reforçado com fibras de aço submetidos ao ensaio de compressão diametral. Anais do 49º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2007 – 49CBC0026. IBRACON. Bento Gonçalves, 2007.

RIMA. Relatório de Impacto ao Meio Ambiente – Ampliação dos molhes barra do Rio Grande. Rio Grande, 1999.

RIO GRANDE. Disponível site: <www.riogrande.com.br> Acessado em: 27, julho de 2007.

RIO GRANDE VIRTUAL. Página eletrônica. Disponível site:
<www.riograndevirtual.com.br> Acessado em: 16, março de 2009.

RHEOTEC. Disponível site: <www.rheotec.com.br>. Acessado em: 19, maio de 2008.

RODRIGUES, R. A.; GUIMARÃES, D.; QUININO, U. C. de M.; SILVA FILHO, L. C. P. da; Sobre a adição de fibras em estruturas de concreto simples. Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia – CRICTE. Ijuí, 2006.

SANTOS, L.; CARVALHO, A. L. de; CARDOSO, R. J. de C.; SOUZA, C. A. C. de; TACHARD, A. L. R.; MACHADO, A. T.; Avaliação do grau de penetração do cloreto no concreto de cimento Portland contendo pó de aciaria elétrica. Universidade Federal da Bahia / EP. Disponível site: <http://www.abraco.org/23sconc.htm>. Acessado dia: 22, fevereiro de 2009.

SANTUCCI, J.; Molhes da Barra do Rio Grande. Revista Conselho. CREA-RS Um conselho para todos. Ano III. Nº 36. Pág 19. Agosto, 2007.

SCOARIS, M. R.; BARBOSA, M. P.; PINTO JR., N. O.; Avaliação da resistência e rigidez de concretos reforçados com fibras submetidas à cura térmica pelo método da maturidade. e-Mat - Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil. Vol. 2. Nº 2. Págs: 127-141. Novembro, 2005.

SILVA JÚNIOR, A. C.; REIS, A. P. A.; CRAVO, F.; Determinação das propriedades mecânicas de concreto reforçado com fibras de aço. 3 págs. s/ ano.

SINDMAR. Sindicato Nacional dos Oficiais da Marinha Mercante. Página eletrônica. Disponível site: <www.sindmar.org.br>. Acessado em: 20, março de 2009.

SOTRAMER – SCIÉTÉ D’EXPLORAITATION DE BREVETS POUR TRAVAUX A LA MR. Le Tetrapode. Paris, 1960.

SOUZA, J. de; PEREIRA, L. A.; BIANCHINI, M.; Avaliação de altas dosagens de aditivo polifuncional em concreto dosado em central. Estudo de caso – Sul do Brasil. 48º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON 2006. Rio de Janeiro, 2006.

STEEL. Fibras Steel. Catálogo informativo. Disponível site: <www.fibrasteel.com.br> Acessado em: 13, abril de 2009.

Referências Bibliográficas

STRAUCH, J. C. S. Estudo do clima ondulatório em Rio Grande. XXII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia. Curitiba – PR. 51 págs. 1996.

SUPRG. Superintendência do Porto de Rio Grande. Página eletrônica. Disponível site: <www.portode.riogrande.com.br> Acessado em: 19, março de 2009.

TASCA, M.; Estudo da viabilidade da adição de fibras de aço em concreto exposto ao ambiente marítimo. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, 2009.

TEIXEIRA, P. R.; Mecânica das Ondas. Material didático. Mestrado em Engenharia Oceânica. Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, 2008.

TOUKAKU. Disponível site: <http://members.aol.com/paperworks77/ToukakuToueiMokei/ToukakuToueiMokei.htm>. Acessado dia: 14, julho de 2007.

VIECELI, D.; ARAUJO, L. T. R.; QUININO, U. C. de M.; SILVA FILHO, L. C. P. da . Estudo do Efeito das Fibras de Aço em Concreto Simples. XXII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia e VII Feira de Protótipos, 2007 – CRICTE. Passo Fundo, 2007.

WATANABE, P. S.; Concretos Especiais – Propriedades, materiais e aplicações. Universidade Estadual Paulista – UNESP. Relatório final de pesquisa (FAPESP). São Paulo, fevereiro de 2008.