

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Alternativas para Melhoria no Desempenho de
Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela
Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras**

Mônica Regina Garcez

Tese de doutorado

Porto Alegre
Abril, 2007

MÔNICA REGINA GARCEZ

**Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de
Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros
Reforçados com Fibras**

Trabalho apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito para obtenção do
título de Doutor em Engenharia Civil.

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. University of Leeds
Orientador na UFRGS

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. University of Oxford
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRS

Prof. Urs Meier
Dr. University of North Carolina
Orientador no EMPA

BANCA EXAMINADORA

Prof. Protasio Ferreira e Castro (UFF)
PhD. University of London

Prof. Maria Isabel Pimenta Lopes (UNIFRA)
Dra. Université de Tours

Prof. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal (UFRGS)
Dr. North Carolina State University

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. Universidade de São Paulo

Dedicatória

*Dedico este trabalho
aos meus pais Aida e Ubaldino,
aos meus irmãos Estela, Fábio e Caroline,
ao meu namorado César
e a todas as pessoas que de alguma forma
contribuíram para sua realização.*

Agradecimentos

Ao final dos quatro anos de doutorado, torna-se necessário agradecer àqueles que diretamente ou indiretamente, participaram na elaboração desta tese. Desta forma, expresso aqui os meus mais sinceros agradecimentos:

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em particular ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pelo acolhimento e pela oportunidade de realizar meu aperfeiçoamento profissional.

Ao Professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho pela orientação na elaboração deste trabalho.

Ao professor Urs Meier pelo interesse e disponibilidade durante os oito meses de trabalho no EMPA.

Aos professores Dario Klein e João Luiz Campagnolo pela acolhida no Laboratório de Ensaaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS.

Ao professor Telmo Roberto Strohaecker, por disponibilizar o Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da UFRGS para o desenvolvimento de parte do programa experimental e aos pesquisadores do LAMEF pelo auxílio na realização dos ensaios.

Aos colegas do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela amizade e constante troca de experiências durante os quatro anos de convívio e, especialmente, à colega Leila Cristina Meneghetti pelo apoio e incentivo recebidos em todos os momentos.

Aos bolsistas de iniciação científica do Laboratório de Ensaaios e Modelos Estruturais (LEME) da UFRGS, em especial aos acadêmicos Everton Mengue Fracarri e Luiz Roberto Meneghetti, pelo apoio durante a realização do programa experimental desta tese.

Aos servidores do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LEME) pelo apoio prestado, em particular à Liliane Gaeversen e ao Eurípedes Martins Fontes, que colaboraram durante todo o trabalho.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo auxílio financeiro, indispensável para a conclusão deste trabalho.

A Deus pela graça de poder realizar mais um sonho.

Sumário

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Iniciais.....	01
1.2 Justificativa	09
1.3 Objetivos.....	11
1.3.1 Objetivos gerais.....	11
1.3.2 Objetivos específicos.....	11
1.4 Estratégia de Desenvolvimento do Trabalho.....	12
1.5 Delimitação do Tema.....	13
1.6 Estrutura da Tese.....	13

Capítulo 2

Polímeros Reforçados com Fibras de Alto Desempenho: Características e Aplicação no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

2.1 Considerações Iniciais.....	15
2.2 Natureza dos Polímeros Reforçados com fibras.....	15
2.3 Elementos Constituintes: Fibras de Alto Desempenho.....	18
2.3.1.Fibras de Carbono.....	19
2.3.2 Fibras de Aramida.....	20
2.3.3. Fibras de Vidro.....	21
2.4 Elementos Constituintes: Matrizes.....	23
2.4.1 Polímeros Termofixos.....	25
2.4.2 Polímeros Termoplásticos.....	28
2.5 Formas de comercialização.....	30
2.6 Técnicas de Fabricação.....	33
2.6.1 Pultrusão.....	34

2.6.2 Moldagem por contato.....	34
2.6.3 Enrolamento de filamento.....	36
2.7 Propriedades Físicas e Mecânicas.....	37
2.7.1 Resistência à tração.....	37
2.7.2 Resistência à compressão.....	39
2.7.3 Módulo de elasticidade.....	39
2.7.4 Ductilidade.....	41
2.7.5 Fadiga.....	44
2.7.6 Fluência.....	45
2.7.7 Resistência ao impacto.....	46
2.7.8 Propriedades elétricas.....	47
2.7.9 Expansão térmica.....	47
2.8 Durabilidade.....	48
2.8.1 Umidade.....	49
2.8.2 Elevadas temperaturas.....	50
2.8.3 Radiação ultravioleta.....	51
2.8.4 Corrosão.....	52
2.8.5 Resistência a álcalis.....	53
2.8.6 Ação gelo-degelo.....	54
2.9 Aplicação como Reforço à Flexão.....	54
2.9.1 Forma de aplicação.....	54
2.9.2 Dimensionamento.....	56
2.9.3 Modos de Ruptura.....	60
2.9.4 Possibilidades de Avanço.....	63

Capítulo 3

Análise de Alternativas que Possibilitem um Melhor Aproveitamento dos Sistemas PRF Empregados no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

3.1 Considerações Iniciais.....	65
3.2 Alternativas Analisadas.....	65
3.2.1 Emprego de diferentes fibras para fabricação do compósito.....	66
3.2.2 Aplicação de protensão nos elementos de reforço.....	67
3.3 Análise Comparativa das Características das Fibras de Carbono, Vidro e Aramida.....	68
3.3.1 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Carbono.....	68
3.3.2 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Aramida.....	69
3.3.3 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Vidro.....	70
3.3.4 Comparação de Propriedades Básicas das Fibras.....	73
3.4 Funcionamento da Protensão nos Sistemas PRF.....	79
3.4.1 Protensão por deformação da viga que receberá o reforço.....	86
3.4.2 Protensão por reação direta com a viga que receberá o reforço.....	87
3.4.3 PRF protendido antes da aplicação na viga que receberá o reforço.....	89
3.4.4 Método de protensão desenvolvido por Stoecklin e Meier U. (2003).....	91
3.4.5 Ruptura de Elementos Protendidos.....	94

Capítulo 4

Materiais e Métodos

4.1 Considerações Iniciais.....	96
4.2 Formulação da Estratégia de Pesquisa.....	96
4.3 Descrição dos Materiais, Métodos e Procedimentos da Etapa 1.....	98
4.3.1 Matriz experimental.....	98
4.3.2 Dimensionamento das vigas ensaiadas.....	99
4.3.3 Concreto.....	100
4.3.4 Aço.....	102
4.3.5 Sistemas de reforço.....	102

4.3.6 Execução dos reforços.....	103
4.3.7 Instrumentação.....	104
4.3.8 Procedimento de ensaio.....	105
4.3.9 Análise numérica.....	106
4.4 Descrição dos Materiais, Métodos e Procedimentos da Etapa 2.....	117
4.4.1 Matriz experimental.....	117
4.4.2 Dimensionamento das vigas.....	119
4.4.3 Concreto.....	120
4.4.4 Aço.....	122
4.4.5 Sistemas de reforço.....	122
4.4.6 Execução dos reforços.....	124
4.4.7 Instrumentação.....	126
4.4.8 Procedimento de ensaio.....	128
4.4.9 Análise numérica.....	129

Capítulo 5

Discussão dos Resultados da Primeira Etapa do Programa Experimental

5.1 Considerações Iniciais.....	133
5.2 Dimensionamento dos Sistemas PRFC, PRFV e PRFA.....	133
5.3 Cargas e Modos de Ruptura.....	138
5.4 Deslocamentos Verticais no Centro do Vão.....	144
5.5 Fissuração.....	148
5.6 Ductilidade.....	152
5.7 Análise Numérica.....	155
5.8 Análise de Custos dos Sistemas PRFC, PRFV e PRFA.....	163

Capítulo 6

Discussão dos Resultados da Segunda Etapa do Programa Experimental

6.1 Considerações Iniciais.....	169
6.2 Dimensionamento dos Sistemas PRFC Protendidos.....	170

6.3 Ensaaios à Flexão com Carregamento Estático.....	171
6.3.1 Cargas e modos de ruptura.....	171
6.3.2 Deslocamentos verticais no centro do vão.....	174
6.3.3 Ductilidade.....	176
6.3.4 Deformações específicas nos materiais.....	178
6.3.5 Considerações sobre as perdas da força de protensão.....	180
6.3.6 Considerações sobre o sistema de ancoragem dos laminados.....	181
6.3.7 Análise numérica.....	182
6.4 Ensaaios à Flexão com Carregamento Cíclico.....	187
6.4.1 Resultados da Viga VFC_PC_01.....	187
6.4.2 Resultados da Viga VFC_PC_02.....	197
6.4.3 Considerações Gerais.....	208
6.5 Análise de Custos dos Sistemas PRFC Protendidos.....	209
Capítulo 7	
Conclusões	
7.1 Considerações Iniciais.....	213
7.2 Considerações Sobre o Desempenho das Vigas Reforçadas à Flexão com Fibras de Carbono, Vidro e Aramida.....	213
7.3 Considerações sobre a Eficiência da Técnica de Protensão de Compósitos Laminados.....	219
7.4 Conclusões.....	224
7.5 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	226
Referências Bibliográficas.....	229

Lista de Figuras

Capítulo 1

Introdução

Figura 1.1 – Aspectos do estado de conservação da Ponte Gizenen, na Suíça: (a) Vista lateral; (b) Vista longitudinal (c) Detalhe dos pontos de corrosão no concreto (d) Detalhe dos pontos de corrosão nas placas de aço.....	04
Figura 1.2 – Aspecto do viaduto Santa Teresa, reforçado com PRFC [Machado, 2002].....	06
Figura 1.3 – Aplicação de PRF: (a) Sala de aula construída com compósitos de fibra de vidro e resina poliéster, UK; (b) Tabuleiro em PRFV da ponte Wickwire, WV, USA. [Hollaway e Hackman, 2004].....	07

Capítulo 2

Polímeros Reforçados com Fibras de Alto Desempenho: Características e Aplicação no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

Figura 2.1 – Aspecto visual de tecidos de reforço fabricados com diferentes tipos de fibras: (a) Fibra de carbono; (b) Fibra de aramida; (c) Fibra de vidro [Garcez et al., 2005].....	18
Figura 2.2 – Influência da temperatura: (a) Curvas de relaxação da tensão a deformação constante <i>versus</i> temperatura; (b) Curva de superposição tempo-temperatura [Callister, 2002].....	25
Figura 2.3 – Desenho esquemático de um processo de pultrusão [Meier U., 2005].....	34
Figura 2.4 – Aplicação de PRFC em pilares de concreto armado com emprego da técnica de moldagem por contato [Monge, 2004].....	35
Figura 2.5 – Representação esquemática do processo de manufatura por enrolamento de filamento [Callister, 2002].....	36
Figura 2.6 – Sistemas de ancoragem: (a) Ancoragem com placa de alumínio adicionada na extremidade do reforço [S&P, 2006]; (b) Ancoragem em U pela colagem de uma camada de PRF na extremidade do reforço.....	58
Figura 2.7 – Exemplo de reforço ao cisalhamento sugerido pelo <i>Design Guide Line for S&P FRP Systems</i> [S&P, 2006].....	59
Figura 2.8 – Teste de arrancamento realizado em uma ponte de concreto armado reforçada com laminados de PRFC: (a) Vista do deck da ponte; (b) Detalhe dos	60

pontos em que foram realizados os testes de arrancamento.....	
Figura 2.9 – Ruptura do PRF devido a movimentações diferenciais nas bordas de fissuras de flexão.	62
Figura 2.10 – Resultado de inspeção em viga de concreto armado após ruptura em teste de fadiga.....	63
Capítulo 3	
Análise de Alternativas que Possibilitem um Melhor Aproveitamento dos Sistemas PRF Empregados no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado	
Figura 3.1 – Tempo até a ruptura de PRFV submetidos a diferentes níveis de tensão.....	71
Figura 3.2 - (a) Ruptura prematura devido à falta de ancoragem nas extremidades do PRFC; (b) Ação do sistema de ancoragem nas extremidades do PRFC [Triantafillou et al., 1992].....	84
Figura 3.3 – Seqüência de procedimentos para protensão: (a) Deformação da viga com macacos hidráulicos; (b) Remoção dos macacos hidráulicos após a cura da resina ou adesivo [Ehsani & Saadatmanesh, 1989].....	87
Figura 3.4 – Sistema de protensão de PRF pela reação direta com a viga que receberá o reforço [Wight et al., 2001].....	88
Figura 3.5 – Seqüência de procedimentos para aplicação do PRF protendido: (a) Protensão do laminado; (b) Colagem do laminado à face tracionada da viga; (c) Corte do PRF para transformá-lo em um elemento de protensão; (d) Fixação dos parafusos de aço; (e) Remoção dos grampos das extremidades [Garden & Mays, 1999].....	90
Figura 3.6 – Equipamento de protensão desenvolvido por Stoecklin & Meier U. (2003): (a) Posicionamento do equipamento na viga; (b) Formas de protender o PRF.	91
Figura 3.7 – Nova versão do equipamento de protensão desenvolvido por Stoecklin & Meier U.....	92
Figura 3.8 – Sistema de ancoragem gradual [Stoecklin & Meier U., 2003].....	93

Capítulo 4

Materiais e Métodos

Figura 4.1 – Fluxograma da estratégia de pesquisa.....	97
Figura 4.2 – Detalhamento das vigas ensaiadas na primeira etapa.....	100
Figura 4.3 – Detalhe da ancoragem utilizada nos reforços.....	100
Figura 4.4 – Posicionamento do LVDT e dos extensômetros elétricos.....	105
Figura 4.5 – Ilustração esquemática do dispositivo de ensaio.....	106
Figura 4.6 - Diagrama momento-curvatura com resposta tri-linear.....	107
Figura 4.7 – Equilíbrio interno de forças de uma seção de concreto armado reforçada.....	108
Figura 4.8 – Diagrama tensão-deformação admitido para o aço.....	109
Figura 4.9 – Diagrama tensão-deformação dos PRF.....	110
Figura 4.10 – Distribuição de rigidez para flexão em quatro pontos.....	116
Figura 4.11 – Detalhamento das vigas ensaiadas na segunda etapa.....	119
Figura 4.12 – Misturador automático utilizado na produção do concreto: (a) Betoneira que recebe a mistura; (b) Silos de armazenagem dos materiais; (c) Pannel de controle.....	121
Figura 4.13 – Ensaio de tração realizados nos laminados de PRFV do EMPA.....	122
Figura 4.14 - Resultados dos ensaios de tração realizados nos laminados de PRFV.....	122
Figura 4.15 Desenho esquemático do equipamento de protensão do laminado [Meier, 2005].....	124
Figura 4.16 – (a) Aplicação do adesivo no laminado; (b) e (c) Engate do laminado no equipamento de protensão.....	125
Figura 4.17 – Esquema de instrumentação das vigas ensaiadas com carregamento estático na segunda etapa da pesquisa.....	127
Figura 4.18 – Esquema de instrumentação das vigas ensaiadas com carregamento estático na segunda etapa da pesquisa.....	128

Figura 4.19 - Esquema de ensaio das vigas da segunda etapa da pesquisa.....	129
Figura 4.20 - Equilíbrio interno de forças de uma seção de concreto armado reforçada com PRF protendido: (a) Seção transversal; (b) Deformações iniciais devido à protensão; (c) Deformações durante o carregamento; (d) Forças atuantes na seção transversal.....	130
Figura 4.21 - Distribuição de rigidez das vigas de concreto armado reforçadas com PRF protendido: (a) Para flexão em seis pontos; (b) Para flexão em quatro pontos.....	132
 Capítulo 5	
Discussão dos Resultados da Primeira Etapa do Programa Experimental	
Figura 5.1 – Movimentação da linha neutra devido ao aumento da capacidade de tração da seção: (a) Posição da linha neutra para as vigas reforçadas com uma camada de fibra; (b) Posição da linha neutra para as vigas reforçadas com mais de uma camada de fibra.....	137
Figura 5.2 – Viga VFC_01: (a) Viga após a ruptura do reforço; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.....	141
Figura 5.3 – Viga VFA_01: (a) Viga momentos antes da ruptura; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.....	141
Figura 5.4 – Viga VFC_02: (a) Viga momentos antes da ruptura; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.....	141
Figura 5.5 – Viga VFA_02: (a) Detalhe do laço de ancoragem descolado; (b) Descolamento do compósito na face tracionada da viga.....	142
Figura 5.6 – Viga VFV_02: (a) Viga após a ruptura do concreto; (b) Detalhe da ruptura do concreto à compressão no vão central da viga.....	142
Figura 5.7 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_01, e VFA_01.....	145
Figura 5.8 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_02, VFA_02 e VFV_02.....	146
Figura 5.9 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_01, VFC_02, VFA_01, VFA_02 e VFV_02.....	147
Figura 5.10 – Fissuração ao longo da viga VT.....	148

Figura 5.11 – Fissuração ao longo da viga VFC_01.....	148
Figura 5.12 – Fissuração ao longo da viga VFA_01.....	149
Figura 5.13 – Fissuração ao longo da viga VFC_02.....	149
Figura 5.14 – Fissuração ao longo da viga VFA_02.....	149
Figura 5.15 - Fissuração ao longo da viga VFV_02.....	150
Figura 5.16 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VT...	155
Figura 5.17 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_01.....	156
Figura 5.18 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_02.....	156
Figura 5.19 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFA_01.....	157
Figura 5.20 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFA_02.....	157
Figura 5.21 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFV_02.....	158
Figura 5.22 – Diagrama momento <i>versus</i> curvatura com quatro pontos.....	163

Capítulo 6

Discussão dos Resultados da Segunda Etapa do Programa Experimental

Figura 6.1 – Viga VFC_NP_01: (a) Durante o ensaio; (b) Após a ruptura prematura do reforço.....	174
Figura 6.2 – Viga VFC_PE_02: Durante o ensaio; (b) Após a ruptura do reforço por esgotamento da capacidade resistente do laminado de fibra de carbono.....	174
Figura 6.3 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas ensaiadas com carregamento estático.....	175
Figura 6.4 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VT.....	184
Figura 6.5 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_NP_01.....	184

Figura 6.6 – Carga <i>versus</i> deslocamento vertical no centro do vão para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02.....	185
Figura 6.7 – Viga VFC_PC_01 após a ruptura.....	188
Figura 6.8 – Detalhes da ruptura do reforço: (a) Laminados rompidos próximo à fissura de flexão; (b) Detalhe da ruptura do laminado mais afastado da fissura.....	189
Figura 6.9 – Barras da armadura interna rompidas por fadiga.....	189
Figura 6.10 – Deslocamentos verticais da viga VFC_PC_01 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).....	190
Figura 6.11 – Deformações específicas nos materiais da viga VFC_PC_01 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).....	191
Figura 6.12 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN durante o pré-carregamento.....	192
Figura 6.13 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN aos 30.000 ciclos.....	193
Figura 6.14 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN aos 100.000 ciclos.....	193
Figura 6.15 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 01 da viga VFC_PC_01 durante a aplicação do carregamento cíclico.....	195
Figura 6.16 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 02 da viga VFC_PC_01 durante a aplicação do carregamento cíclico.....	195
Figura 6.17 – Fissuras no centro do vão da viga VFC_PC_01 aos 100.000 ciclos.....	196
Figura 6.18 – Evolução das fissuras durante o ensaio da viga VFC_PC_01.....	196
Figura 6.19 – Fissura com abertura de 2,2mm no centro do vão da viga VFC_PC_01 após a ruptura do reforço.....	197
Figura 6.20 – Deslocamentos verticais da viga VFC_PC_02 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).....	198

Figura 6.21 – Deslocamentos verticais <i>versus</i> número de ciclos para as vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02.....	199
Figura 6.22 – Deformações específicas nos materiais da viga VFC_PC_02 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).....	200
Figura 6.23 – Deformações específicas <i>versus</i> número de ciclos para o concreto e o PRFC das vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02.....	201
Figura 6.24 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN durante o pré-carregamento.....	202
Figura 6.25 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 30.000 ciclos.....	202
Figura 6.26 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 100.000 ciclos.....	203
Figura 6.27 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 1.000.000 ciclos.....	203
Figura 6.28 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 5.000.000 ciclos.....	204
Figura 6.29 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 01 da viga VFC_PC_02 durante a aplicação do carregamento cíclico.....	206
Figura 6.30 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 02 da viga VFC_PC_02 durante a aplicação do carregamento cíclico.....	206
Figura 6.31 – Evolução das fissuras durante o ensaio da viga VFC_PC_02.....	207

Lista de Tabelas

Capítulo 2

Polímeros Reforçados com Fibras de Alto Desempenho: Características e Aplicação no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

Tabela 2.1 – Propriedades de algumas matrizes termofixas [Akovali, 2005].....	28
Tabela 2.2 – Propriedades de algumas matrizes termoplásticas [Nogueira et al. 1999].....	29
Tabela 2.3 – Características básicas das fibras utilizadas na formação de compósitos do tipo PRF disponíveis no mercado.....	32
Tabela 2.4 – Exemplos de elementos de protensão fabricados com PRF.....	33
Tabela 2.5 – Variação dos modos de ruptura de PRF em função da capacidade de deformação e volume de fibras.....	38

Capítulo 3

Análise de Alternativas que Possibilitem um Melhor Aproveitamento dos Sistemas PRF Empregados no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

Tabela3.1 – Testes de corrosão sob tensão em PRFV.....	72
Tabela 3.2 - Propriedades de fibras de carbono, aramida e vidro [ACI 440.2R-02, 2002].....	73
Tabela 3.3 – Comparação entre fibras utilizadas na formação de PRF aplicados no reforço de estruturas de concreto armado.....	74

Capítulo 4

Materiais e Métodos

Tabela 4.1 – Matriz experimental da primeira etapa.....	98
Tabela 4.2 - Características do cimento, fornecidas pelo fabricante.....	101

Tabela 4.3 - Características dos agregados miúdo e graúdo, determinadas de acordo com recomendações da NBR 7217, NBR 9937 e NBR 9776.....	101
Tabela 4.4 - Consumo de materiais por m ³ do traço utilizado.....	101
Tabela 4.5 – Características do aço.....	102
Tabela 4.6 – Características dos componentes dos sistemas PRF empregados na pesquisa, fornecidas pelos fabricantes.....	103
Tabela 4.7 – Matriz experimental da segunda etapa.....	118
Tabela 4.8 - Consumo de materiais por m ³	120
Tabela 4.9 – Características do aço.....	121
Tabela 4.10 - Características do sistema Sika [®] Carbodur, fornecidas pelo fabricante...	123
Tabela 4.11 - Características do laminado Carbodur S512 com metade da espessura...	123
Tabela 4.12 - Características do adesivo Sikadur [®] -30LP, fornecidas pelo fabricante..	124

Capítulo 5

Discussão dos Resultados da Primeira Etapa do Programa Experimental

Tabela 5.1 – Dados do dimensionamento das vigas VFC_01 e VFA_01.....	134
Tabela 5.2 – Dados do dimensionamento das vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02.....	136
Tabela 5.3 – Cargas e modos de ruptura das vigas testemunho e reforçadas, determinados através do dimensionamento.....	138
Tabela 5.4 – Cargas e modos de ruptura das vigas ensaiadas.....	139
Tabela 5.5 – Cargas de ruptura determinadas no dimensionamento e obtidas experimentalmente.....	140
Tabela 5.6 – Valores característicos das fases do diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	145
Tabela 5.7 – Valores característicos das fases do diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	147
Tabela 5.8 – Abertura de fissuras para 100kN, 60kN e para a carga última.....	152
Tabela 5.9 – Valores utilizados para os cálculos dos fatores de defomabilidae,	153

resistência e performance.....	
Tabela 5.10 – Fatores de deformabilidade, resistência e performance.....	153
Tabela 5.11 –Cargas e deslocamentos verticais no centro do vão obtidos experimentalmente e através da solução analítica para as três fases do diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	158
Tabela 5.12 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF com uma camada.....	164
Tabela 5.13 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF com duas e três camadas.....	165
Tabela 5.14 – Relações custo <i>versus</i> capacidade e incremento de carga para as vigas reforçadas.....	166
 Capítulo 6	
Discussão dos Resultados da Segunda Etapa do Programa Experimental	
Tabela 6.1 – Dados do dimensionamento da viga VFC_NP_01.....	170
Tabela 6.2 – Cargas e modos de ruptura das vigas ensaiadas com carregamento estático.....	172
Tabela 6.3 – Valores característicos das fases do diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	175
Tabela 6.4 – Valores utilizados para os cálculos dos fatores de defomabilidade, resistência e performance.....	177
Tabela 6.5 – Fatores de deformabilidade, resistência e performance.....	177
Tabela 6.6 – Deformações nos laminados de PRFC.....	179
Tabela 6.7 –Cargas e deslocamentos verticais no centro do vão obtidos experimentalmente e através da solução analítica para as três fases do diagrama carga <i>versus</i> deslocamento.....	183
Tabela 6.8 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF utilizados no reforço das vigas.....	210
Tabela 6.9 – Relações custo <i>versus</i> capacidade e incremento de carga para as vigas reforçadas.....	212

Lista de Símbolos

Letras Minúsculas do Alfabeto Latino

b_w – Largura parada base da viga

c – Cobrimento da armadura

e_p – Excentricidade da protensão

f_c - Resistência à compressão do concreto

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão

f_t' - Valor de cálculo da resistência à tração na flexão do concreto

f_y – Tensão de escoamento do aço

f_{yk} – Tensão de escoamento característica do aço

f_{fu} – Tensão última no PRF

h – Altura da viga

k_m – Coeficiente para redução da deformação máxima admissível para o reforço

l – Vão

n – Número de laminados

$n\phi_{ss}$ – Número de barras de armadura na posição comprimida da viga

$n\phi_{si}$ – Número de barras de armadura na posição comprimida da viga

t - Tempo

s_s – Espaçamento da armadura de cisalhamento

t_f – Espessura do PRF

x – Posição da linha neutra da seção transversal

y – Distância do centróide da viga até a fibra mais tracionada

Letras Maiúsculas do Alfabeto Latino

A_c – Área de concreto da seção transversal

A_f – Área de PRF

A_{si} – Área de aço na posição tracionada da viga

A_{ss} – Área de aço na posição comprimida da viga

A_{sw} – Área de aço da armadura de cisalhamento por metro

CE – Coeficiente de redução que considera a exposição do material de reforço a agentes do meio-ambiente

E_c – Módulo de elasticidade do concreto

E_f – Módulo de elasticidade do PRF

E_s – Módulo de elasticidade do aço

F_{cc} – Força referente ao concreto comprimido

F_{ct} – Força referente ao concreto tracionado

FD – Fator de deformabilidade

F_f – Força referente ao PRF

F_{fu} – Força máxima ancorada pelo reforço

F_{si} – Força referente ao aço da armadura inferior

F_{ss} – Força referente ao aço da armadura superior

FD – Fator de deformabilidade

FP – Fator de performance

FR – Fator de resistência

I – Momento de inércia da seção íntegra

I_{cr} – Momento de inércia para a seção fissurada do Estágio II

I_g – Momento de inércia equivalente para o Estágio I

L – Comprimento de ancoragem

L_a – Vão de cisalhamento

L_e – Comprimento de ancoragem efetivo

L_f – Largura do PRF

L_g – Trecho do diagrama de momento fletor onde os momentos atuantes não causam a fissuração do concreto

L_y - Trecho do diagrama de momento fletor onde os momentos atuantes não causam o escoamento do aço

M – Momento atuante na seção

M_0 – Momento aplicado para zerar a tensão no concreto na face inferior da seção

M_{cr} – Momento em que ocorre a fissuração do concreto

M_{cu} – Momento em que a deformação no concreto comprimido atinge a deformação correspondente à tensão máxima no concreto

M_n – Momento resistido pela seção não reforçada

M_y – Momento em que ocorre o escoamento do aço

M_u – Momento último da seção resistido pela seção transversal

N_p – Força de protensão

P - Carga atuante na viga

P_{dim} - Carga de ruptura obtida através do dimensionamento

P_{exp} - Carga de ruptura obtida através do experimento

P_{num} - Carga de ruptura obtida através da análise numérica

T_g – Temperatura de transição vítrea

V – Esforço cortante atuante na viga

V_c – Esforço cortante resistido pelo concreto

V_s – Esforço cortante resistido pela armadura de cisalhamento

W_{si} – Módulo resistente à flexão na borda inferior da seção transversal

W_{ss} – Módulo resistente à flexão na borda superior da seção transversal

Letras Minúsculas do Alfabeto Grego

β_l – Relação entre as profundidades da seção retangular de concreto equivalente e da linha neutra

β_l - Fator que relaciona o comprimento de ancoragem L e o comprimento de ancoragem efetivo L_e

β_p - Coeficiente de largura do reforço à flexão

$\chi(t, t_i)$ – Coeficiente de fluência do PRF

δ_{exp} - Deflexão no centro do vão obtida experimentalmente

$\delta_{máx}$ - Deflexão máxima no centro do vão

δ_{num} - Deflexão no centro do vão obtida numericamente

ε_{cc} – Deformação no concreto na borda superior da seção transversal

ε_{ci} – Deformação inicial no concreto na borda superior da seção transversal

$\varepsilon_{cs}(t, t_i)$ – Deformação por retração no concreto

ε_{ct} – Deformação no concreto na borda inferior da seção transversal

ε_{cu} – Deformação última do concreto à compressão

ε_f – Deformação no PRF

ε_{fp} – Deformação no PRF devido à protensão

ε_s – Deformação no aço

ε_{fu} – Deformação última no PRF

ε_{sy} – Deformação de escoamento do aço

ε_{tot} – Deformação total no PRF devido à aplicação de carga na viga e devido à protensão

ϕ - Coeficiente que reduz o valor do momento resistente da seção reforçada em função da ductilidade da seção reforçada

ϕ_0 – Curvatura inicial devido à aplicação da protensão

ϕ_a – Curvatura correspondente ao momento atuante na viga

ϕ_{cr} – Curvatura correspondente à fissuração do concreto

ϕ_{cu} – Curvatura em que a deformação no concreto comprimido atinge a deformação correspondente à tensão máxima no concreto

ϕ_s – Diâmetro da armadura

ϕ_y – Curvatura correspondente ao escoamento do aço

ϕ_u – Curvatura correspondente ao momento último

$\varphi(t, t_i)$ – Coeficiente de fluência do concreto

ρ – Taxa de armadura longitudinal

$\sigma_c(t_i)$ – Tensão no concreto ao nível da protensão devido às cargas permanentes

σ_{cc} – Tensão no concreto comprimido

σ_{ct} – Tensão no concreto tracionado

σ_f – Tensão no PRF

$\sigma_f(t, t_i)$ – Tensão inicial aplicada no PRF devido à protensão

σ_{f0} – Tensão aplicada para protender PRF

σ_s – Tensão no aço

σ_{ss} – Tensão no aço da armadura superior

τ_{bu} – Tensão última de aderência

ψ = Coeficiente para reduzir a contribuição do PRF no momento resistente da seção reforçada

Letras Maiúsculas do Alfabeto Grego

$\Delta\sigma_{cg}$ – Tensão devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão

$\Delta\sigma_{cp}$ – Tensão inicial no concreto devido à protensão dos n laminados

$\Delta\sigma_f$ – Perda média de tensão

Resumo

Alternativas para Melhoria no Desempenho de Estruturas de Concreto Armado Reforçadas pela Colagem de Polímeros Reforçados com Fibras

Autora: Mônica Regina Garcez

Orientador: Prof. PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

A utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) no reforço de estruturas de concreto armado começou a ser investigada na década de 70 e se consolidou como uma atraente alternativa para utilização em obras civis, principalmente em casos onde ambientes agressivos impedem a utilização de materiais susceptíveis à corrosão, como o aço. Com o passar dos anos, diferentes técnicas de reforço que utilizam sistemas PRF formados com fibras de carbono envolvidas em matriz epoxídica (PRFC) têm sido aplicadas a estruturas que necessitam aumentar recuperar sua capacidade resistente. Apesar dos bons resultados obtidos e das vantagens associadas a estas técnicas, estudos experimentais mostram que a ruptura das estruturas reforçadas freqüentemente acontece de forma prematura, sem o esgotamento da capacidade resistente do PRFC. Apesar dos inúmeros desenvolvimentos positivos referentes à utilização de PRFC em estruturas civis, considera-se que existem diversas possibilidades de avanço, ainda pouco exploradas, que podem favorecer uma utilização mais eficiente, segura e racional dos sistemas PRF. Sendo assim, o principal objetivo deste trabalho é estudar a potencialidade e eficiência de algumas alternativas de emprego da técnica de reforço por colagem de PRF, com análise dos efeitos de variação dos materiais e utilização da técnica de protensão. O programa experimental foi dividido em duas etapas: A primeira, com o objetivo de comparar o desempenho de vigas reforçadas à flexão com fibras carbono, vidro e aramida, foi analisada através de ensaios à flexão com carregamento estático. A segunda, com objetivo de analisar a eficiência da técnica de protensão de compósitos laminados, foi analisada através de ensaios à flexão com carregamento estático e cíclico. Os resultados experimentais foram também comparados com os dados obtidos através de um modelo analítico que considera um comportamento tri-linear para as curvas momento *versus* curvatura. Os dados obtidos possibilitaram a análise das qualidades e fraquezas dos sistemas de reforço estudados, permitindo que se indique a melhor solução de acordo com as condições as quais a estrutura está submetida.

Abstract

Alternatives to Improve the Performance of Reinforced Concrete Structures Post-Strengthened through the Bonding of Fiber Reinforced Polymers

Autor: Mônica Regina Garcez

Supervisor: Prof. PhD. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

The use of Fiber Reinforced Polymers (FRP) to post-strengthen concrete structures started to be investigated in the mid-1970s and today is recognized as an attractive technique to be used in civil structures, especially when aggressive environments prevent the use of materials that are susceptible to corrosion, such as steel. Different FRP post-strengthening techniques have been developed and applied in existing structures aiming to increase their load capacity. Most of the FRP systems used nowadays consist of carbon fibers embedded in epoxy matrices (CFRP). Regardless of the advantages and the good results shown by the CFRP post-strengthen technique, experimental studies show that, in most cases, the failure of post-strengthened structures is premature. It means that, in such cases, only a small part of the high strength offered by carbon fibers is used. Despite the positive developments regarding the use of FRP in civil structures, some new possibilities are being considered to provide a more efficient, safe and rational use of FRP systems. The main purpose of this thesis is to analyze the effects of the fiber type replacement and the composite prestressing in the performance of the FRP post strengthening technique. The experimental program was organized in two stages. The objective of the first stage is to compare the behavior of reinforced concrete beams post-strengthened with Carbon, Aramid and Glass Fiber Reinforced Polymers (CFRP, AFRP, GFRP) subjected to static loading tests. The objective of the second stage is to analyze the efficiency of the FRP post-tensioning technique applied to reinforced concrete slabs by means of cyclic and static loading tests. Experimental results were also compared to the ones obtained through an analytical model that considers a tri-linear behavior for moment *versus* curvature curves. These experimental results allow the analysis of the quality and shortcomings of post-strengthen systems studied and make possible the identification of the more suitable post-strengthening solution to each circumstance.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações Iniciais

Intervenções em estruturas de concreto são muitas vezes exigidas para restaurar ou aumentar a capacidade de carga original dos seus elementos constituintes. Segundo Meier U. (1995), quando a magnitude das novas cargas previstas para a estrutura é superior a das cargas originais para as quais ela foi projetada, a intervenção normalmente toma a forma de um reforço estrutural.

A demanda pela execução de reforços em determinados elementos estruturais pode ter várias causas, tais como a deterioração prematura de materiais, mudanças de utilização ou processos de modernização das construções. Outros fatores que contribuem para estabelecer a necessidade de um reforço estrutural são os erros de dimensionamento dos elementos estruturais na etapa de projeto ou ainda eventuais problemas que comprometam a segurança da estrutura.

Segundo Garden e Hollaway (1998), a tomada de decisão entre a execução de um reforço estrutural e a reconstrução ou substituição da estrutura é diretamente influenciada pelas características específicas de cada obra. Vários elementos devem ser considerados neste processo de decisão: os custos diretos e indiretos, os benefícios da intervenção e os prejuízos que a interrupção do uso da estrutura irá causar à população, às atividades instaladas nas proximidades e, eventualmente, às cidades localizadas nos arredores. Dependendo da natureza da técnica de reforço, a relação custo-benefício resultante pode se alterar consideravelmente.

Diversas técnicas de reforço à flexão foram desenvolvidas nas últimas décadas, com o objetivo de melhorar a funcionalidade ou incrementar a capacidade resistente de estruturas. Estas técnicas consistem basicamente na adição de elementos de reforço externo na face tracionada dos elementos estruturais.

Uma das técnicas mais difundidas consiste na utilização de cabos de aço protendidos. De acordo com o *Post-Tensioning Institute* (2000), a técnica implica na aplicação de cabos de aço com elevada resistência no exterior do elemento a ser reforçado. Os cabos são dimensionados para conter a fissuração e reduzir as deflexões da estrutura, atuando como elementos de reforço efetivo antes mesmo que o concreto fissure. Como os cabos são posicionados externamente, eles podem ser mais facilmente inspecionados. Entretanto, El-Hacha (2000) ressalta que os cabos devem receber proteção especial contra ações que possam ocasionar sua deterioração, tais como a ação do fogo e/ou corrosão. Além disso, segundo Meier U. (2000), os cabos de aço submetidos a altas tensões podem sofrer fadiga estática ou corrosão sob tensão, que faz com que a tensão atuante nos cabos diminua com o passar dos anos.

Outra importante técnica de reforço estrutural consiste na colagem de elementos resistentes à tração, na face submetida a esforços de tração, por meio de adesivos. Devido às necessidades industriais durante a segunda Guerra Mundial, foram desenvolvidos muitos adesivos à base de polímeros termofixos e termoplásticos, com excelente capacidade de aderência a vários materiais. O balanço de propriedades conseguido nestes materiais permitia que os mesmos polimerizassem de forma relativamente rápida, apresentando grande aderência e desenvolvendo excelentes propriedades mecânicas após a cura, o que implica numa boa durabilidade e assegura a possibilidade de aplicação em diferentes ambientes [Täljsten, 1994].

Com o desenvolvimento dos adesivos sintéticos, a colagem de placas de aço nas faces tracionadas de elementos estruturais de concreto armado se tornou uma alternativa atrativa para o reforço de estruturas existentes. Ainda segundo Täljsten (1994), a idéia de reforçar estruturas de concreto com elementos estruturais colados através de adesivos sintéticos foi inicialmente desenvolvida na França, nos anos 60, quando L’Hermite (1967) e Bresson (1971) realizaram os primeiros testes em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas. Dussek (1974) aplicou a mesma técnica no reforço de lajes de concreto armado na África do Sul. Em ambos os casos, os resultados indicaram que a técnica proporcionava um considerável incremento de carga nas estruturas reforçadas. Estes primeiros experimentos estimularam novas aplicações na Suíça (1974), Alemanha (1980), Reino Unido (1980), Japão (1981) e Bélgica (1982). Os resultados indicaram que o reforço com chapas de aço coladas externamente proporcionava grande incremento de rigidez e de capacidade de carga, diminuindo a fissuração dos elementos reforçados.

As principais vantagens da utilização das chapas de aço estão associadas ao elevado módulo de elasticidade do aço, ao seu custo relativamente baixo e ao comportamento dúctil das estruturas de concreto reforçadas desta forma. Pode-se adicionar a estas vantagens a de que a colagem de chapas é um método de reforço relativamente simples, que provoca alterações pequenas nas dimensões dos elementos estruturais reforçados.

Por outro lado, uma das principais desvantagens da utilização deste método está relacionada à elevada massa específica do aço, que pode dificultar os processos de transporte, instalação e manuseio. O método demanda, por isso, uma solução de escoramento que permita manter as chapas em posição durante o período de cura do adesivo. Além disto, cabe salientar que as chapas normalmente só estão disponíveis, comercialmente, em comprimentos limitados (geralmente 6 metros), o que estabelece a necessidade de emprego de juntas em elementos de dimensões maiores. Meier U. (1995) salienta que estas juntas não podem ser soldadas *in situ*, pois a elevada temperatura da solda pode prejudicar o adesivo, que começa a se degradar a 80°C, como mostram os ensaios de Campagnolo et al. (1997) e Lima e Silva Filho (2000). El-Hacha (2000) destaca, ainda, que a aplicação de chapas de aço em lugares confinados como, por exemplo, vigas caixão, pode ser difícil, já que as chapas não são flexíveis.

Considera-se que o problema mais grave, contudo, está relacionado com a possibilidade do desenvolvimento de processos de corrosão na interface concreto-aço, quando a estrutura está exposta a meios agressivos. Diversos autores como Meier U. (1995), El-Hacha (2000) e Machado (2002), relatam problemas de longo-prazo causados pela corrosão das placas de aço. Um exemplo do problema foi registrado pela autora desta tese na Ponte Gizenen, localizada na Suíça. Esta ponte, construída entre 1911 e 1912, foi reforçada com placas de aço em 1979. A Figura 1.1 contém uma série de fotografias, tiradas no ano de 2005, 26 anos após a aplicação do reforço, que indicam claramente a existência de pontos de corrosão nas chapas de aço. O progresso do fenômeno pode comprometer a integridade da chapa de aço e ameaçar a sanidade do reforço.

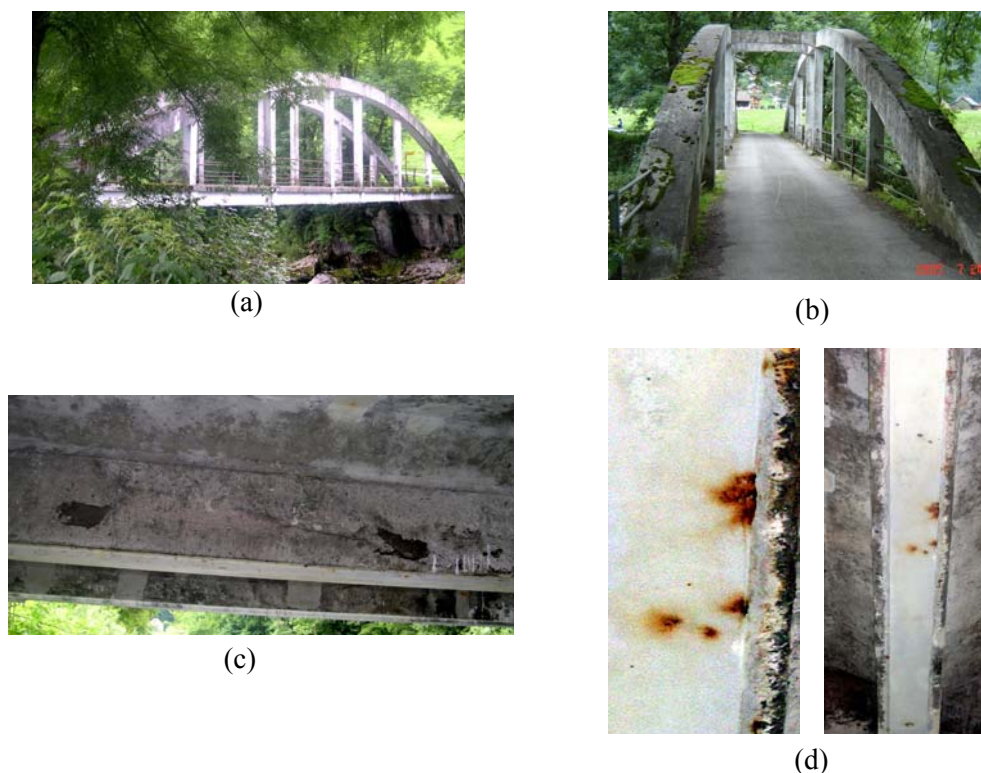


Figura 1.1 – Aspectos do estado de conservação da Ponte Gizenen, na Suíça: (a) Vista lateral; (b) Vista longitudinal; (c) Detalhe dos pontos de corrosão no concreto; (d) Detalhe dos pontos de corrosão nas placas de aço.

A utilização de chapas de aço como reforço estrutural, por estas razões, é recomendada somente nos casos em que a estrutura reforçada não está sujeita à corrosão e os comprimentos do reforço são relativamente pequenos, dispensando a execução de juntas. Ou seja, o reforço com chapas de aço pode ser indicado como mais adequado para elementos menores, em áreas internas ou protegidas.

O interesse em superar estas limitações fomentou estudos sobre materiais alternativos ao aço nas últimas décadas do século XX. Alguns materiais poliméricos, que já vinham sendo usados de maneira intensa na indústria da aviação, começaram, então, a despertar interesse. Quando estruturados com fibras, estes materiais permitiam a formação de compósitos com grande resistência à tração e baixo peso, bastante adequados ao uso como reforço.

Dentro desta linha, em 1970, Rehm já havia proposto a utilização de barras fabricadas com compósitos de fibras de vidro em estruturas de concreto protendido [Taerwe, 1993]. A idéia, todavia, sofreu restrições devido ao baixo módulo de elasticidade do compósito de fibras de vidro, que poderia resultar em grandes deflexões das estruturas reforçadas. Mais recentemente, foram coletadas evidências de que as fibras de vidro deste tipo de compósito

poderiam sofrer um tipo de fadiga estática, o que poderia se constituir em um outro empecilho à sua utilização em algumas situações. Apesar da idéia do emprego de barras poliméricas ainda não estar consolidada, após mais de 30 anos, sua proposição impulsionou o desenvolvimento de novas concepções para os materiais de reforço estrutural.

Em meados da década de 80, a substituição das chapas de aço por Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) começou a ser discutida e investigada no EMPA¹, laboratório de pesquisa localizado na Suíça. Naquela época, as fibras de carbono foram eleitas como a alternativa mais eficiente para o reforço de matrizes poliméricas com fins de reforço estrutural, devido à sua natureza não corrosiva, baixo peso, elevado módulo de elasticidade e resistência à tração. Desde então, numerosas aplicações surgiram, principalmente na Europa, no Canadá, Japão e Estados Unidos. Hoje em dia, o número de aplicações dos PRF no reforço de estruturas de concreto está crescendo em todo o mundo, inclusive no Brasil.

Segundo Taerwe [1993], a Ponte Ulenbergstrasse, em Düsseldorf, na Alemanha, foi a primeira ponte rodoviária a receber cabos de protensão de polímeros reforçados com fibras de vidro (PRFV). Foram aplicadas 59 cordoalhas constituídas, cada uma, por 19 cabos de PRFV. A ponte foi aberta ao tráfego em 1986 e, desde aquela época, cada cordoalha está sendo monitorada. Os dados coletados confirmam que o comportamento estrutural dos cabos está de acordo com o previsto teoricamente. Em 1988, em Berlim, na Alemanha, o mesmo sistema foi aplicado na Ponte Marienfeld, de uso exclusivo de pedestres. Neste caso, foram usadas 7 cordoalhas externas, compostas por 19 cabos de PRFV cada uma.

Segundo Meier U. (2002), a ponte Kattenbusch, na Alemanha, foi a primeira ponte no mundo a ser reforçada com laminados de polímeros reforçados com fibras, em 1986. A técnica de colagem de PRFV foi aplicada com o intuito de reforçar algumas juntas da ponte. Em cada junta foram aplicados 20 laminados de PRFV, com 15mm de espessura por 3,20m de comprimento. Testes realizados na estrutura reforçada indicaram redução na abertura das fissuras e decréscimo nas tensões devido a carregamentos cíclicos após a aplicação do

¹ O EMPA (Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research) é uma Instituição Federal de Pesquisa da Suíça que, como o PSI, WSL e EAWAG, está ligado ao ETH (Eidg. Technischen Hochschulen), que engloba ainda dois Institutos Federais de Tecnologia (ETH Zurich e EPF Lausanne).

reforço. Admite-se, ainda, que o desempenho do reforço frente à corrosão será muito superior ao esperado de um reforço executado com chapas de aço.

A primeira aplicação externa dos laminados de PRFC de elevada resistência à tração ocorreu em 1991, em Luzern, na Suíça (Meier U. et al, 2001). A Ponte Ibach, construída em 1969, necessitava de reforço estrutural, após 22 anos de serviço, para se adequar a novas cargas rodoviárias. Segundo Meier U.(2000), o reforço foi executado em apenas três noites, com duas horas de trabalho por noite, sem interrupção de tráfego sobre a ponte. O reforço foi executado com apenas 6,2kg de PRFC, na forma de três laminados de 2mm de espessura por 150mm de largura e 5000mm de comprimento. Para efeitos de comparação, a aplicação de chapas de aço coladas com resina epóxi, nesta aplicação, exigiria a utilização de 175kg de aço.

A ponte Storchenbrücke, que atravessa a estação de trem de Wintentur, na Suíça, foi a primeira ponte rodoviária estaiada executada com um mistura de cabos de aço e de PRFC. Em 1996, dois cabos de PRFC, de um total de 24, foram instalados. Considerações especiais quanto à ancoragem dos cabos de PRFC e ao efeito de variações de temperatura sobre eles foram necessárias, devido aos diferentes coeficientes de expansão térmica dos materiais. Por esta razão, tanto os cabos de PRFC quanto os cabos de aço desta estrutura estão sendo continuamente monitorados por equipes do EMPA [Meier U., 2005].

A primeira aplicação em campo de PRFC no Brasil ocorreu em 1998, em Belo Horizonte, quando o Viaduto Santa Teresa, construído entre 1925 e 1927, foi reforçado com 3,80m² de laminados de PRFC [Machado, 2002]. A Figura 1.2 mostra o Viaduto antes e depois da execução do reforço nas vigas e lajes do tabuleiro, executado com PRFC.

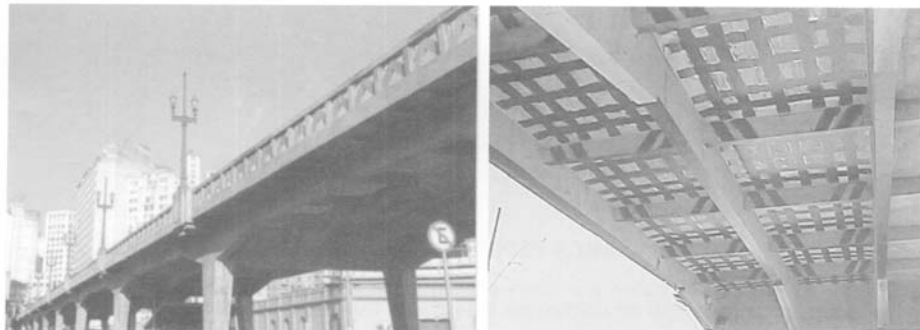


Figura 1.2 – Aspecto do viaduto Santa Teresa, reforçado com PRFC [Machado, 2002].

Hollaway e Hackman (2004) mostram alguns exemplos de estruturas construídas inteiramente com PRF e comentam que a introdução de sistemas estruturais com materiais inovadores leva,

em geral, de 20 a 30 anos, tempo necessário para que a inovação seja completamente aceita, pela comunidade em geral. Segundo os autores, em 1974, o *Lancashire County Council* inovou ao fabricar blocos com fibras de vidro e resina poliéster para construir uma estrutura icosaédrica que serviria como sala de aula, que pode ser vista na Figura 1.3 (a). Os mesmos autores apontam, ainda, que estruturas fabricadas inteiramente com PRF já estão sendo utilizadas como tabuleiros de pequenas pontes, substituindo elementos deteriorados de estruturas existentes, como mostrado na Figura 1.3 (b).



Figura 1.3 – Aplicação de PRF: (a) Sala de aula construída com compósitos de fibra de vidro e resina poliéster, UK; (b) Tabuleiro em PRFV da ponte Wickwire, WV, USA. [Hollaway e Hackman, 2004].

O crescente número de aplicações dos PRF em estruturas civis gerou a necessidade da organização sistemática de informações sobre estes materiais. A necessidade da garantia de segurança para os projetistas e usuários destes projetos cada vez mais ambiciosos contribuiu para que diversos documentos normativos surgissem, a partir da década de 80, visando tanto o dimensionamento das estruturas quanto a caracterização dos materiais. Desta forma, muitos códigos e normas para sistemas PRF utilizados como reforço estrutural externo foram desenvolvidos nos últimos anos, principalmente na Europa, Japão, Canadá e Estados Unidos.

Na última década, a *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE), o *Japan Concrete Institute* (JCI) e o *Railway Technical Research Institute* (RTRI) do Japão, publicaram diversos documentos relativos à utilização de PRFC em estruturas de concreto.

Na Europa, a *International Federation for Structural Concrete* (FIB) publicou um boletim sobre o dimensionamento de estruturas de concreto armado reforçadas externamente com PRF colados. Na América do Norte, a *Canadian Standards Association* (CSA) têm sido ativa no desenvolvimento de códigos e normas para utilização de sistemas PRF. Em 2000, foi finalizado o *Canadian Highway Bridge Design Code*, que contém uma seção dedicada a PRF, e a *Canadian Standards Association*, recentemente, aprovou o código “*Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymers*”. [ACI 440.2R-02, 2002].

Além disso, o *Structural Composites and Plastic Committee* (SCAP) da *American Society of Civil Engineers* (ASCE) está desenvolvendo diversos documentos normativos sobre a utilização de PRF e o *American Concrete Institute* (ACI) formou, em 1993, o Comitê ACI 440, para o desenvolvimento de guias de dimensionamento, especificações e aplicações de PRF como reforço externo e interno em estruturas de concreto [Mosallam, 2002].

Na Europa, cabe destacar, ainda, o programa cooperativo de pesquisa EUROCONCRETE, estabelecido em 1993 e finalizado em 1997, com parceiros do Reino Unido, Suíça, França, Noruega e Holanda, que promoveu discussões e fomentou avanços na utilização de armaduras de PRF em estruturas de concreto. É importante, também, destacar a atuação da rede *Trade and Mobility of Researchers ConFibreCrete*, que dá suporte ao *Group Task 9.3* do FIB, que publica boletins relacionados à PRF [Bakis et al., 2002].

Em 1995, foi estabelecida no Canadá a *ISIS Canada Research Network*, com a intenção de divulgar formas inovadoras de construir, reparar e monitorar estruturas utilizando materiais inovadores. O consórcio, que desenvolveu algumas das mais importantes publicações na área de estruturas reforçadas com PRF e monitoramento com sensores ópticos, foi criado pela *Network of Centres of Excellence* (NCE) e, hoje, conta com a participação de 13 universidades.

Em 1997, iniciaram-se os trabalhos com PRFC no Grupo de Pesquisa LEME, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, quando Beber (1999) divulgou alguns dos primeiros resultados brasileiros de pesquisas sobre vigas de concreto armado reforçadas pela colagem externa de tecidos unidirecionais de PRFC. Em 2001, o Grupo de Pesquisa LEME iniciou trabalhos com fibras de aramida dispersas no concreto, publicados mais tarde por

Bernardi e Silva Filho (2003). No ano de 2005, foram iniciados trabalhos com fibras de vidro e aramida coladas externamente a vigas de concreto armado, publicados por Garcez et al. (2005) e Meneghetti (2006), procurando identificar as potencialidades dos diferentes PRF formados.

No Brasil, diversos grupos de pesquisa vêm trabalhando temas relacionados ao reforço de estruturas com sistemas PRF, com destaque para a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Universidade Federal do Paraná (UFPR), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Universidade de Brasília (UNB), Universidade de São Paulo (USP), Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e Universidade Federal Fluminense (UFF).

O presente trabalho busca consolidar os estudos na área, colaborando para o avanço da técnica de reforço com PRF, como discutido a seguir.

1.2 Justificativa

Muitos avanços aconteceram desde as primeiras aplicações dos PRF em estruturas reais, citadas na seção anterior. Todavia, em palestra realizada na conferência Consec01, em Vancouver, o Prof. Urs Meier, um dos pioneiros da técnica, comentava que o impacto comercial da utilização de PRF em estruturas civis ainda era modesto, se comparado às incontestáveis propriedades mecânicas destes materiais e ao comprovado sucesso em aplicações práticas [Meier, 2001]. Pode-se argumentar que esta realidade estava associada ao custo consideravelmente elevado dos reforços, à falta de familiaridade e às incertezas sobre as formas de dimensionamento e desempenho, a curto e longo prazo, das estruturas reforçadas.

Cabe à comunidade de pesquisa obter dados, validar técnicas e prover uma base teórica sólida e ampla para sustentar a expansão, cada vez mais intensa, de uso destas técnicas. Apesar dos inúmeros desenvolvimentos positivos referentes à utilização de PRF em estruturas civis, considera-se que existem diversas possibilidades de avanço, ainda pouco exploradas, que podem favorecer uma utilização mais eficiente, segura e racional dos compósitos de reforço.

Esta intenção norteou a proposição do presente trabalho, que procurou, primeiramente, realizar uma análise do estado da arte do uso de PRF no reforço à flexão de estruturas de concreto armado, para, posteriormente, analisar possibilidades de avanço desta técnica de reforço.

A possibilidade de variação da fibra empregada para formar o compósito foi uma das primeiras questões que atraiu atenção. Apesar da popularidade das fibras carbono, a sua utilização na Engenharia Civil tem sido restringida a certas aplicações, principalmente devido ao seu alto custo relativo, o que tornou o emprego de fibras alternativas uma interessante opção de pesquisa nos últimos anos. Dentre as diversas fibras encontradas no mercado e já testadas, de forma dispersa no concreto ou como reforço de compósitos poliméricos em outras indústrias, destacam-se as fibras de vidro e as poliamidas aromáticas, ou fibras de aramida, que possuem propriedades mecânicas inferiores às fibras de carbono, mas custo mais competitivo.

Embora se encontrem na literatura internacional registros de várias pesquisas com estas fibras, no âmbito nacional a tecnologia de aplicação de reforços poliméricos com fibras de aramida e vidro ainda é inovadora. Somente nos últimos anos é que algumas empresas especializadas começaram a disponibilizar comercialmente sistemas com estas fibras, de origem estrangeira. As aplicações práticas de reforços com fibras de vidro e aramida são escassas e podem, normalmente, ser associadas a engenheiros que tiveram contato com os trabalhos do Grupo de Pesquisa LEME, um dos centros de pesquisa brasileiros pioneiros no estudo do uso de PRF para reforço de estruturas de concreto armado. O presente trabalho se enquadra na linha de pesquisa deste grupo de referência na área, do qual a autora faz parte.

Por outro lado, cabe lembrar que a técnica mais difundida e aplicada de reforço de estruturas de concreto com PRFC ainda consiste na colagem de mantas, tecidos ou laminados na parte exterior das estruturas degradadas. Apesar dos bons resultados obtidos e das vantagens associadas a esta técnica, estudos experimentais mostram que a ruptura das estruturas reforçadas freqüentemente acontece de forma prematura, sem o esgotamento da capacidade resistente do laminado de PRFC.

Este fato direciona a evolução da técnica de reforço a duas vertentes também investigadas pelo Grupo de Pesquisa LEME: o estudo dos modos de ruptura prematuros e a análise de soluções para melhor utilizar a capacidade dos elementos de reforço [Meneghetti, 2006].

Quanto ao uso mais eficaz da capacidade resistente dos PRF, considera-se que esta é, de fato, uma questão que merece ser investigada. Neste sentido, o desenvolvimento de técnicas de protensão para PRF pode ser considerado como um dos principais avanços acontecidos nos últimos anos, uma vez que implica em um comportamento estrutural mais rígido, permitindo a utilização de uma maior parcela, ou, até mesmo o esgotamento da capacidade resistente do PRF. Adicionalmente, a protensão proporciona os mesmos níveis de resistência com áreas bem menores de PRF, o que resulta em uma economia significativa de materiais, já que a resistência à tração dos materiais é mais bem utilizada. Além disto, existem benefícios potenciais em termos de ductilidade, comportamento à fadiga e eliminação de rupturas prematuras. Por todas estas razões, a vertente de estudo sobre PRF protendidos foi incluída como tema de pesquisa neste trabalho.

Considera-se que a presente pesquisa se justifica pela necessidade de explorar estas possibilidades de avanço, reunindo o conhecimento técnico disponível; pesquisando alternativas de melhoria de desempenho; consolidando procedimentos que viabilizem a utilização plena da capacidade resistente dos PRF e desenvolvendo ferramentas de cálculo que assegurem uma interação eficiente do reforço com as estruturas de concreto a serem reforçadas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste trabalho é estudar a potencialidade e eficiência de algumas alternativas de emprego da técnica de reforço por colagem de PRF, com análise dos efeitos de variação dos materiais e utilização da técnica de protensão, viabilizando a utilização plena das potencialidades do reforço e a melhoria de sua relação custo-desempenho.

1.3.2 Objetivos específicos

A partir do objetivo geral, foram definidos os objetivos específicos, que englobam dois temas principais: estudo de diferentes materiais para formação do compósito de reforço e estudo de tecnologias que proporcionem uma melhor utilização das propriedades destes compósitos.

Os objetivos específicos relacionados ao estudo de diferentes materiais para formação dos compósitos do tipo PRF aplicados como reforço à flexão em estruturas de concreto armado são:

- Comparar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela colagem de sistemas PRF curados *in situ*, formados com fibras de carbono (PRFC), vidro (PRFV) e aramida (PRFA) em matriz epoxídica. A aplicação de diferentes tipos de fibras para formação do compósito procura identificar as potencialidades de cada PRF formado em termos de resistência à flexão, capacidade de carga, rigidez, fissuração, deformações e custo do reforço.
- Desenvolver um modelo numérico que represente o comportamento momento *versus* curvatura de vigas de concreto armado reforçadas pela colagem dos sistemas PRFC, PRFA e PRFV estudados.

Com relação ao estudo de tecnologias que proporcionem uma melhor utilização das propriedades dos compósitos, definiu-se o seguinte objetivo específico:

- Estudar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela colagem de sistemas PRF protendidos, através de resultados numéricos, referentes a ensaios à flexão com carregamento estático, e experimentais, referentes a ensaios à flexão com carregamento estático e cíclico.

Espera-se, com os resultados obtidos nestes estudos, contribuir para o desenvolvimento e evolução da técnica de reforço externo pela colagem de PRF, seja em termos de diferentes

materiais utilizados para formar os compósitos ou em termos de desenvolvimento de tecnologias inovadoras para aplicação destes compósitos.

1.4 Estratégia de Desenvolvimento do Trabalho

A estratégia de pesquisa proposta para os estudos desenvolvidos nesta tese envolveu estudos teóricos e experimentais.

Primeiramente, foi realizada uma revisão bibliográfica, abordando os principais tópicos relacionados ao tema, cujos resultados são apresentados nos Capítulos 2 e 3, que serviu para identificar aspectos ainda não explorados e para obter subsídios que serviram como suporte para o planejamento dos experimentos e para a interpretação dos resultados experimentais.

A infra-estrutura existente na Universidade Federal do Rio Grande do Sul foi adequada para realização dos ensaios de flexão nas vigas que receberam o PRF não-protendido. Estes ensaios foram realizados nas dependências do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) e no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF). Devido à necessidade de domínio da técnica de protensão do PRF, uma parte do programa experimental desta tese foi desenvolvida no EMPA, na Suíça, sob a co-orientação do professor Urs Meier.

1.5 Delimitação do Tema

O estudo relativo à utilização de diferentes materiais para formação dos PRF limita-se à análise do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com PRFC, PRFA e PRFV e ensaiadas com carregamento estático.

O estudo de tecnologias que proporcionem a melhor utilização das propriedades dos compósitos de reforço se limita à possibilidade de protender laminados de PRF, aplicados como reforço à flexão em vigas de concreto armado, ensaiadas à flexão com carregamento estático e cíclico.

1.6 Estrutura da Tese

A tese foi organizada em sete capítulos, dois capítulos de revisão bibliográfica, um capítulo descrevendo o programa experimental, dois capítulos para análise dos resultados obtidos com o desenvolvimento do programa experimental e, finalmente, um capítulo com as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

O Capítulo 2 discute as características dos PRF empregados para reforço à flexão de estruturas de concreto armado. São discutidos temas essenciais como fibras de alto desempenho e matrizes utilizadas na formação dos compósitos, principais técnicas utilizadas para fabricação de PRF aplicados em Engenharia Civil, propriedades mecânicas, durabilidade frente a ações do meio-ambiente e aplicação de PRF como reforço à flexão em estruturas de concreto armado.

O Capítulo 3 analisa as possibilidades de avanço na composição e aplicação de sistemas de reforço com PRF.

No Capítulo 4, são apresentados o programa experimental da tese e as simulações e análises numéricas utilizadas para auxiliar na interpretação dos dados obtidos experimentalmente.

Os resultados experimentais são apresentados e discutidos nos Capítulos 5 e 6, com base nas principais observações encontradas na Revisão bibliográfica e nas análises numéricas realizadas.

O Capítulo 7 é reservado para as conclusões obtidas no desenvolvimento da presente tese, com indicações e recomendações para trabalhos futuros.

Ao final, encontra-se anexada a lista de Referências Bibliográficas utilizadas no trabalho.

Capítulo 2

Polímeros Reforçados com Fibras de Alto Desempenho: Características e Aplicação no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

2.1 Considerações Iniciais

Como comentado no Capítulo 1, o principal objetivo do presente trabalho consiste estudar a potencialidade e eficiência de algumas alternativas de emprego da técnica de reforço por colagem de PRF em estruturas de concreto armado. Neste capítulo é efetuada uma revisão das principais questões relacionadas à natureza, fabricação, constituição, propriedades e aplicação dos PRF como reforço estrutural à flexão, com discussões relativas ao seu desempenho. A análise do estado da arte da aplicação de PRF no reforço de estruturas de concreto armado embasa as discussões sobre oportunidades para o desenvolvimento futuro desta técnica de reforço, que serão discutidas no Capítulo 3.

2.2 Natureza dos Polímeros Reforçados com Fibras

Os PRF são, em essência, materiais compósitos. Como explicam Askeland e Phulé (2003), um material compósito é produzido quando dois ou mais materiais são combinados com o intuito de obter um novo material, com propriedades superiores às dos materiais constituintes, que continuam sendo identificáveis visualmente.

A maior parte dos materiais compósitos possui duas fases distintas: uma fase contínua, também chamada de matriz, e uma fase dispersa, que é envolta e protegida pela matriz. Pelo princípio da combinação de ações, as propriedades dos compósitos variam de acordo com o volume, a geometria e as propriedades das partes constituintes, como explica Callister (2004).

Os materiais compósitos reforçados podem ser enquadrados em dois grandes grupos: os compósitos reforçados com partículas e os compósitos reforçados com fibras.

Nos compósitos reforçados com partículas, as dimensões, comprimento e largura das partículas formadoras da fase dispersa são aproximadamente iguais.

Nos compósitos reforçados com fibras existe uma elevada razão entre o comprimento e a largura dos materiais constituintes da fase dispersa, que apresentam aparência alongada.

Quando a matriz de um compósito reforçado com fibras é fabricada a partir de um material polimérico, o compósito pode ser denominado Polímero Reforçado com Fibras (PRF). Dependendo do tipo de elemento de reforço e do tipo de polímero que forma a matriz, podem ser obtidos compósitos com propriedades bem diferentes. A utilização de fibras de alto desempenho combinadas com matrizes poliméricas permite obter alternativas interessantes para geração de materiais aplicáveis no reforço estrutural de elementos de concreto armado.

Callister (2004) considera que os compósitos podem ainda ser classificados como compósitos estruturais, que são formados por uma combinação de elementos estruturais, incluindo tanto materiais homogêneos como materiais compósitos, cujas propriedades mecânicas são dependentes do projeto geométrico ou do arranjo entre os elementos estruturais formadores do compósito. Compósitos laminares e estruturas do tipo sanduíche são exemplos de compósitos estruturais. Como alguns PRF podem ser fabricados com camadas de fibras orientadas envoltas em camadas de matriz polimérica, formando estruturas do tipo sanduíche, os mesmos podem também ser denominados compósitos estruturais.

As vantagens dos PRF sobre materiais convencionais, como o aço, envolvem fatores como elevada relação resistência *versus* peso, boa durabilidade em uma diversidade de ambientes, facilidade e velocidade de instalação, flexibilidade de formas e neutralidade eletromagnética [ISIS, 2003]. Por estas razões, os compósitos à base de PRF podem ser considerados um dos mais marcantes desenvolvimentos ocorridos nas áreas de construção e recuperação de estruturas nas últimas décadas.

Por outro lado, o alto custo dos PRF, quando comparado com o de outros materiais convencionais de mesma finalidade, pode ser considerado como a principal limitação para a disseminação mais intensa de sua utilização. Até o momento, o emprego destes materiais se

justifica plenamente somente em situações nas quais suas propriedades podem trazer benefícios não obtidos com materiais convencionais, tornando-os assim tecnicamente competitivos. Isto acontece, principalmente, onde condições ambientais, interrupções na utilização da estrutura e condições de acessibilidades são questões críticas.

É interessante ressaltar que, quando os custos são considerados durante toda a vida útil das estruturas, a durabilidade oferecida por estes materiais pode torná-los competitivos em um maior número de situações. Neste sentido, Meier U. (1995) pondera que, num reforço estrutural, os custos com materiais correspondem a aproximadamente 20% do custo total da obra, sendo o restante atribuído à mão-de-obra e custos indiretos, que podem ser diminuídos com a utilização de PRF.

Dada a natureza especial da relação custo-benefício em obras já existentes, os PRF encontraram grande receptividade e são normalmente empregados como elementos de reforço, colados na parte externa dos elementos estruturais reforçados. Já existem exemplos, todavia, de estruturas compostas somente por perfis de PRF, e de estruturas híbridas onde materiais convencionais são utilizados em conjunto com perfis ou cabos de PRF. Algumas pesquisas estão explorando a possibilidade de emprego de barras de PRF em substituição ou complementação à armadura tradicional. Trata-se de uma idéia antiga, mas que ainda não foi consolidada.

O tipo, a proporção e a orientação das fibras afetam diretamente as propriedades do compósito, como discutido por Bernardi e Silva Filho (2003). Normalmente, para geração de compósitos para reforço estrutural é necessário empregar fibras de alto desempenho, assim denominadas por apresentarem elevados valores de módulo de elasticidade e resistência à tração, além de possuírem características especiais como resistência à corrosão ou resistência ao impacto, dependendo do tipo de fibra.

No item 2.3, são apresentadas, brevemente, as principais fibras empregadas na formação de PRF utilizados como reforço em estruturas de concreto armado.

2.3 Elementos Constituintes: Fibras de Alto Desempenho

Em geral, as fibras representam cerca de 50 a 70% da porcentagem em volume de um PRF. Justifica-se, portanto, que as propriedades das fibras tenham grande importância na determinação das propriedades mecânicas de um PRF. A seleção das fibras adequadas para formar o compósito é baseada em considerações de custo, rigidez, resistência e comportamento ao longo do tempo. Dependendo da fibra utilizada, diferentes performances podem ser alcançadas.

As fibras de alto desempenho mais utilizadas para reforçar polímeros utilizados para fins de reforço estrutural são as de carbono, aramida e vidro, embora fibras de boro, polietileno, poliéster, poliamida e basálticas já tenham, também, sido utilizadas. Para fins deste trabalho, o foco será mantido nas três primeiras fibras citadas.

De acordo com o boletim ACI 440.4R-04 (2004) do *American Concrete Institute*, fibras de carbono são estruturas nas quais os átomos de carbono são arranjados em planos paralelos, segundo um arranjo hexagonal. Já as fibras de aramida, são formadas por um polímero semicristalino conhecido como poliamida aromática. As fibras de vidro do tipo E são um aluminoborosilicato de cálcio de baixo custo e as fibras de vidro do tipo S são um aluminossilicato de magnésio. A Figura 2.1 mostra a aparência de tecidos de fibras de carbono, vidro e aramida, respectivamente.

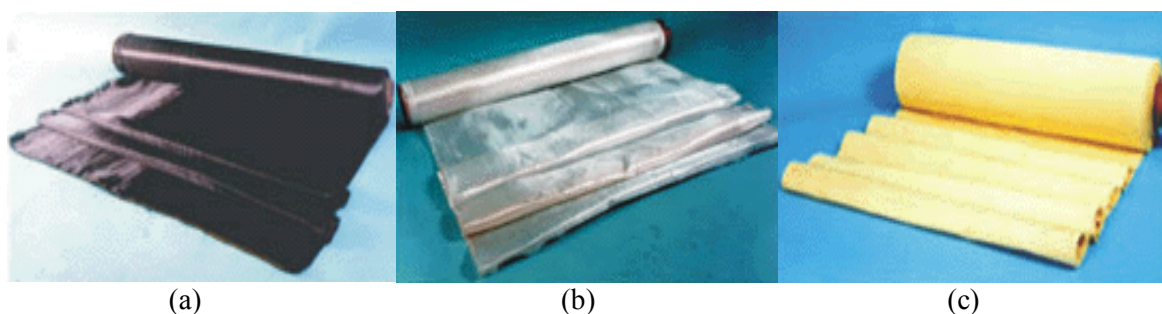


Figura 2.1 – Aspecto visual de tecidos de reforço fabricados com diferentes tipos de fibras: (a) Fibra de carbono; (b) Fibra de aramida; (c) Fibra de vidro [Garcez et al., 2005].

Cabe salientar que a grande maioria dos PRF que estão sendo aplicados, atualmente, na construção civil, é fabricada com fibras de carbono. Entretanto, este trabalho analisa a

hipótese de que fibras de vidro e aramida podem oferecer um grande potencial de utilização quando são requeridos reforços de menor custo ou com algumas características específicas, como resistência ao impacto e isolamento elétrico.

Considera-se que o emprego das fibras de vidro e aramida na formação de compósitos utilizados para reforço estrutural pode oferecer bons resultados, e que o desenvolvimento de alternativas de reforço para fins específicos e com custos variáveis representa uma possibilidade de evolução dos sistemas de reforço atualmente utilizados, como será discutido no Capítulo 3.

A natureza das fibras de carbono, aramida e vidro será discutida, de forma sumária, a seguir. Discussões sobre seu desempenho mecânico e durabilidade serão apresentadas no Capítulo 3.

2.3.1 Fibras de Carbono

Os primeiros registros de utilização das fibras de carbono datam de 1880, quando filamentos de carbono foram utilizados por Thomas Edison em seus experimentos para o desenvolvimento da lâmpada incandescente².

O carbono é um elemento químico, e sua forma mais estável, à temperatura ambiente, é o carbono cristalizado, ou grafite. As fibras de carbono são compostas de uma mistura de carbono nas formas amorfa e cristalina. Segundo Askeland e Phulé (2003), estas fibras são produzidas através de um processo de carbonização ou pirólise de um filamento orgânico a temperaturas que variam entre 1.000°C e 3.000°C. O processo envolve uma série de tratamentos: estabilização, carbonização, grafitização e tratamento superficial.

² Joseph Wilson Swan foi o primeiro pesquisador a construir uma lâmpada incandescente, em 1879, sem conseguir, porém, manter o vácuo dentro do bulbo da lâmpada. Thomas Edison resolveu este problema usando um filamento de carbono para iluminar o bulbo, que funcionou continuamente por 40 horas. No final de 1880, ele produziu uma lâmpada de 16 watts que pôde ser utilizada por 1500 horas. A partir daí, começou a comercializar sua invenção e obteve a patente da manufatura de filamentos de carbono para utilização em lâmpadas incandescentes.

As fibras de carbono são, normalmente, produzidas a partir de três materiais orgânicos: rayon (polímero celulósico), poliacrilonitrila (PAN) e piche (alcatrão de petróleo ou de carvão). Os processos utilizados para fabricação e as características das fibras de carbono produzidas dependerão do material base usado para produzi-las. Em geral, as mesmas apresentam coloração escura e podem ser manipuladas, durante o processo de manufatura, com o objetivo de obter resistências ou módulos de elasticidade mais elevados. Os filamentos de fibra podem ser produzidos em orientações específicas, com algumas intervenções em fases críticas das etapas de produção. As fibras com maiores módulos de elasticidade podem ser obtidas com a utilização de temperaturas mais elevadas durante o processo de fabricação. Entretanto, o emprego de temperaturas mais elevadas faz com que a resistência à tração seja reduzida.

Segundo Hancox e Mayer (1994), existem mais de 100 tipos de fibras de carbono disponíveis para utilização em PRF. Além das aplicações na Engenharia Civil, as fibras de carbono têm inúmeras outras aplicações na indústria aeroespacial e automotiva, assim como em barcos, bicicletas e equipamentos esportivos, onde elevada resistência à tração, aliada a baixo peso, são requisitos fundamentais.

2.3.2 Fibras de Aramida

Segundo Callister (2002), a aramida é quimicamente conhecida como poli-parafenileno-teraftalamida. Este grupo de materiais é produzido a partir de polímeros semicristalinos chamados poliamidas aromáticas, através de um processo chamado fiação por fusão ou *spinning*, em que uma fibra sólida é tecida a partir de uma mistura química líquida, passando através de uma fieira de pequenos orifícios. Durante a síntese, as rígidas moléculas são alinhadas na direção do eixo longitudinal das fibras, como domínios de cristal líquido. Segundo Hancox e Mayer (1994), esta estrutura das fibras de aramida contribui para seu desempenho relativamente fraco, quando submetida a esforços de compressão, e para que apresentem elevada retenção de água.

As fibras de aramida foram introduzidas no mercado no início dos anos 70, pela companhia Du Pont. As marcas comerciais mais conhecidas atualmente são o Kevlar e o Nomex, produzidas pela Du Pont, a Technora e o Conex, produzidas pela Teijin, e a Twaron, produzida pela Akzo.

Fibras de aramida geralmente são amarelas, possuem baixa densidade e são não-condutivas. Em termos de estrutura, podem ser classificadas em para-aramidas (Kevlar, Technora and Twaron), que possuem um esqueleto molecular linear, ou meta-aramidas (Conex and Nomex), que possuem o esqueleto em zig-zag. A estrutura das meta-aramidas faz com que elas sejam altamente resistentes ao fogo, com propriedades anti-chama que começam a ser afetadas somente após os 400°C [Du Pont, 2002 e Teijin, 2002]. As para-aramidas também possuem boa resistência à combustão, mas são afetadas mais cedo pelas degradações térmicas, retendo suas propriedades mecânicas intactas somente até o patamar dos 200°C [Callister, 2004].

As principais utilizações das fibras de aramida na indústria são para produtos balísticos, roupas antichama e fabricação de partes de automóveis e aeronaves.

2.3.3 Fibras de Vidro

O vidro é produzido pelo aquecimento da matéria-prima (normalmente areia de quartzo) a uma temperatura acima da qual ocorre a fusão, um processo relativamente simples, de acordo com Callister (2004). Na sua forma pura, o vidro é um material transparente, relativamente resistente, inerte e biologicamente inativo, que pode ser formado com superfícies muito lisas e impenetráveis. Segundo Wallenberger et al. (2005), um vidro é um sólido amorfo obtido pelo resfriamento da matéria-prima fundida (fase líquida) que ocorre de forma suficientemente rápida para que não ocorra a cristalização (desvitrificação). Quimicamente, o vidro consiste de uma rede de sílica.

Segundo o Consórcio ISIS (2003), as fibras de vidro podem ser produzidas por um processo chamado fusão direta, no qual as fibras são formadas de forma rápida e contínua a partir de um vidro fundido. As fibras de vidro contínuas são conformadas por um processo chamado estiramento. O vidro fundido é colocado em uma câmara de aquecimento de platina e as fibras de vidro são conformadas ao se forçar a passagem do vidro derretido através de vários orifícios pequenos existentes na base da câmara [Callister, 2002].

Pode-se considerar que a história das fibras de vidro começou em 1836, quando foi patenteado na Europa um método de tecer vidro maleável. Levou praticamente um século até

que esse material ressurgisse no mercado mundial, quando passou a ser utilizado em isolamento de cabos e condutores elétricos. A partir de 1940, o desenvolvimento das resinas sintéticas permitiu a formação dos primeiros compósitos reforçados com fibra de vidro, promovendo diversos novos usos e gerando uma forte ampliação do mercado desse tipo de fibra [SBRT, 2006].

Existem vários tipos de fibra de vidro, com diferentes propriedades. O tipo mais comum são as fibras de vidro do tipo E, que têm esta denominação por terem sido originalmente desenvolvidas para serem utilizadas como material isolante em instalações elétricas, devido à sua baixa condutividade elétrica. As fibras de vidro do tipo E são formadas por um aluminoborosilicato de cálcio e possuem baixa resistência a álcalis.

Fibras de vidro do tipo S ou R são formadas a partir de um aluminosilicato de magnésio. Estas fibras são mais resistentes e rígidas que as do tipo E, mas também são suscetíveis a álcalis. Já as fibras de vidro do tipo C, foram desenvolvidas para resistir a ataques químicos, principalmente frente a ácidos que podem destruir as fibras de vidro do tipo E.

Fibras de vidro do tipo E-CR são fibras de vidro do tipo E modificadas pela retirada do boro. Estas fibras começaram a ser produzidas na década de 70, visando melhorar a resistência das fibras de vidro à maioria dos ácidos. Nos anos 90, a empresa Owens Corning desenvolveu e começou a produzir uma nova formulação de fibras de vidro, sem boro, chamadas de Advantex, que combinava as boas propriedades elétricas e mecânicas das fibras de vidro do tipo E com a resistência à corrosão das fibras de vidro do tipo E-CR [Renauld & Greenwood, 2005]. Fibras de vidro do tipo AR recebem uma adição considerável de óxido de zircônia (15 a 20%), com o intuito de melhorar a resistência a álcalis. Entretanto, suas propriedades mecânicas se assemelham às das fibras de vidro do tipo E.

Em geral, as fibras de vidro possuem aparência branca e são caracterizadas por sua elevada resistência, moderado módulo de elasticidade, baixa densidade e baixa condutividade térmica. A utilização da maioria das fibras de vidro está limitada, segundo Callister (2004), a temperaturas inferiores a 200°C.

2.4 Elementos Constituintes: Matrizes

Segundo Callister (2004), a matriz que envolve as fibras de um compósito pode também ser chamada de resina impregnante ou, simplesmente, resina, quando formada por um polímero de elevado peso molecular.

Propriedades como a resistência à tração específica e o módulo de elasticidade específico da matriz são importantes para determinação das características do material compósito. Pela regra das misturas, o módulo de elasticidade de um material compósito é obtido pela soma dos módulos de elasticidade da matriz e da fibra multiplicados pelas respectivas porcentagens em volume de cada material. Como um PRF é formado tipicamente por 30% de matriz e 70% de fibras, a matriz não contribuirá significativamente para o módulo de elasticidade do compósito, uma vez que os valores da porcentagem em volume e do módulo de elasticidade das fibras são muito mais elevados que os da matriz.

Apesar disto, como salienta o Consórcio ISIS (2003), a matriz tem importantes funções, tais como proteger as fibras da abrasão e da degradação devido à exposição a meios ambientes agressivos, separar e dispersar as fibras do compósito e fazer a transferência de esforço entre as fibras. É extremamente importante que a matriz e as fibras sejam compatíveis quimicamente e termicamente.

De acordo com Askeland & Phulé (2003), a matriz geralmente é quem controla as propriedades elétricas, químicas e o comportamento do compósito quando submetido a elevadas temperaturas. A durabilidade de um PRF também é definida pela durabilidade dos polímeros que formam o compósito. Como explica El-Hacha [2000], a resistência química e impermeabilidade da matriz são cruciais na determinação da resistência do compósito à corrosão e ação de álcalis.

Um dos critérios importantes para a seleção da matriz é sua densidade final pós-cura, que deve, preferencialmente, ser menor do que a das fibras, para minimizar o peso do compósito [ISIS, 2003]. Uma elevada relação resistência-peso também pode ser uma característica desejável, embora as propriedades mecânicas da matriz sejam inferiores às das fibras e, como

discutido anteriormente, as propriedades mecânicas do compósito dependam muito mais das fibras que da matriz.

Uma característica marcante dos materiais poliméricos, segundo Callister (2002), é que suas propriedades mecânicas são muito sensíveis à natureza química do ambiente e à temperatura. Se um polímero atingir sua Temperatura de Transição Vítrea (T_g), podem ocorrer drásticas mudanças na sua estrutura. Quando um polímero está submetido a uma temperatura abaixo da T_g , as moléculas têm pouca mobilidade. Por isso, os polímeros, em geral, são rígidos e frágeis abaixo da T_g , tornando-se maleáveis e suscetíveis a deformações plásticas acima dela.

A T_g pode ser considerada, portanto, uma das mais importantes propriedades dos materiais poliméricos, pois a dureza, volume, resistência, alongamento percentual na ruptura e módulo de elasticidade de um polímero podem ser significativamente alterados quando sua temperatura se aproxima da T_g . Segundo o *fib* (2001), é importante observar que a T_g pode variar com o tempo, em função de parâmetros ambientais como taxa de variação de temperatura e umidade. A absorção de água pela resina pode diminuir a T_g , assim como elevadas temperaturas podem aumentar o valor da T_g , uma vez que atuam como uma pós-cura do material. Desta forma, quando se utiliza um PRF, é recomendável que a T_g dos materiais constituintes não seja ultrapassada, sob pena de se colocar em risco a segurança do sistema.

O princípio de superposição tempo-temperatura, de Williams-Landel-Ferry, pode ser utilizado para demonstrar o comportamento de polímeros amorfos submetidos a temperaturas superiores à sua T_g . De acordo com esta teoria, dados obtidos a elevadas temperaturas em curtos períodos de tempo podem ser utilizados para a determinação de dados a temperaturas mais baixas, em uma escala de tempo maior, e vice-versa [Askeland e Phulé, 2003].

A influência da temperatura pode ser representada por gráficos como os da Figura 2.2, que mostram o módulo de relaxação de tensões em um polímero em função da temperatura e do tempo. A tensão necessária para manter certa deformação como função do tempo, é medida a temperaturas constantes e plotada no gráfico da Figura 2.2 (a). As diferentes isotermas encontradas podem ser agrupadas para formar a curva mestre mostrada no gráfico da Figura 2.2 (b). Observa-se, analisando o gráfico da Figura 2.2 (b), que quando a temperatura se aproxima de T_g , o módulo de relaxação do material cai abruptamente.

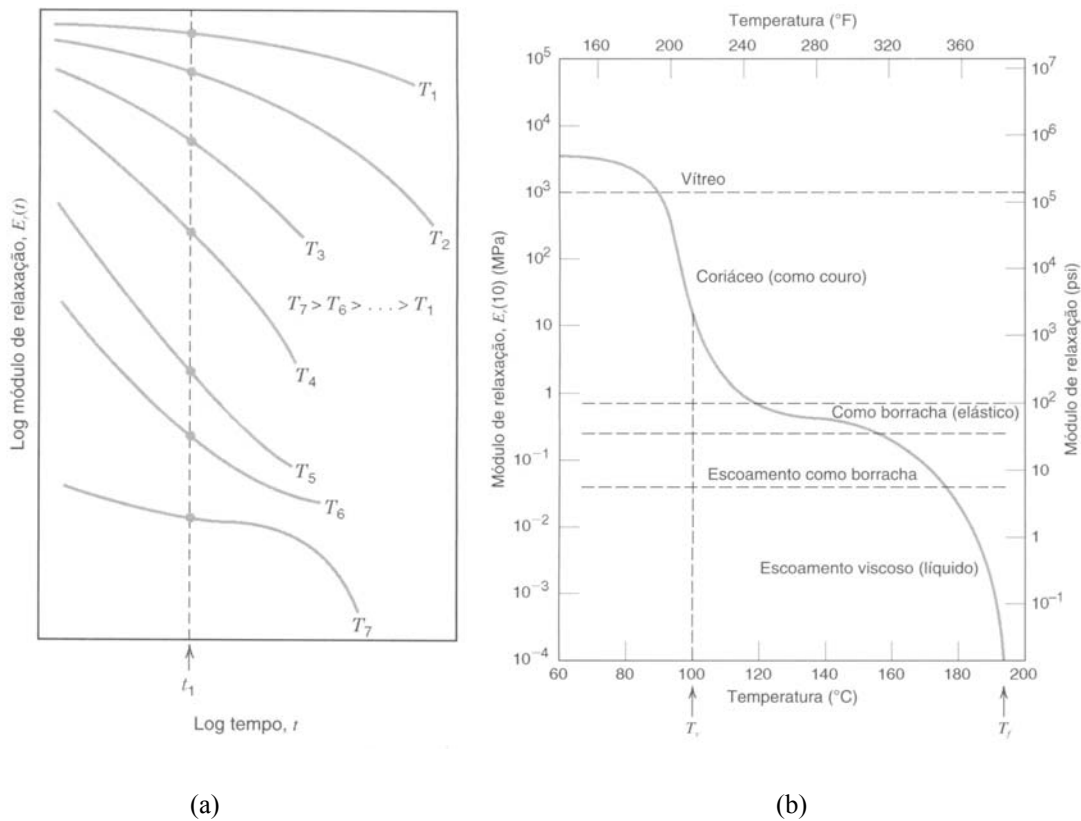


Figura 2.2 – Influência da temperatura: a) Curvas de relaxação da tensão a deformação constante versus temperatura; (b) Curva de superposição tempo-temperatura [Callister, 2002].

As matrizes poliméricas podem ser agrupadas em duas categorias, de acordo com sua resposta mecânica a temperaturas elevadas: termofixos e termoplásticos. Os polímeros termofixos (poliester, estervinílicos, epoxi, fenólico, metacrilato e poliuretano) são as matrizes mais utilizadas para formar PRF. Polímeros termoplásticos como polietileno, ou PE, polipropileno, ou PP, poli(tereftalato de etileno), ou PET, policarbonato, ou PC, poliestireno, ou PS, poli(cloreto de vinila), ou PVC, poli(metilmetacrilato), ou PMMA, entre outros, também podem ser utilizados, como discutido a seguir.

2.4.1 Polímeros Termofixos

De acordo com Askeland e Phulé (2003), polímeros termofixos, ou termorrígidos, são um grupo especial de polímeros que assumem forma e rigidez permanentes após a polimerização, que se dá com a aplicação de calor, não amolecendo com subseqüentes aquecimentos.

Este comportamento típico é derivado do fato de que as longas cadeias moleculares destes polímeros são constituídas de monômeros que formam ligações químicas primárias, ou covalentes, com elementos de outras cadeias, gerando ligações cruzadas. As ligações covalentes, segundo Callister (2004), ancoram cadeias moleculares adjacentes, impedindo as movimentações provocadas por elevações na temperatura. Por isso, os polímeros termofixos são, normalmente, bastante resistentes, embora apresentem rupturas do tipo frágil, devido à estrutura tridimensional bastante rígida.

Devido ao tipo de ligação entre as moléculas, os polímeros termorrígidos não podem ser reprocessados com uma simples ação conjunta de pressão e temperatura. O rompimento das ligações entre as moléculas só ocorre com a introdução de uma considerável quantidade de energia, que pode, neste caso, provocar também a queima ou degradação do polímero.

A fabricação dos polímeros termofixos é realizada, normalmente, em dois estágios: primeiramente ocorre a preparação de um polímero linear, ou pré-polímero, em forma líquida, com baixo peso molecular, que é convertido em um produto final, duro e rígido; o segundo estágio é a cura, que pode ocorrer durante o aquecimento e/ou com a adição de catalisadores, freqüentemente sob pressão. Durante a cura, são formadas as ligações cruzadas, ou em rede [Callister, 2002].

Polímeros termofixos são freqüentemente aplicados em engenharia estrutural devido à sua estabilidade em temperaturas de serviço e à sua boa resistência química. Estes polímeros apresentam reduzida deformação lenta e relaxação, quando comparados com a maioria dos polímeros termoplásticos [ISIS, 2003].

As resinas de base poliéster, éster vinílicas, epóxi e fenólicas são alguns exemplos de polímeros termofixos. O poliuretano, o metacrilato e a poliamida também são polímeros termofixos. Entretanto, dependendo da técnica utilizada na sua fabricação, podem adquirir características que os tornem termoplásticos.

As resinas poliéster estão entre as mais utilizadas para formação dos compósitos, devido ao seu custo reduzido. Estas resinas são extensivamente utilizadas em conjunto com fibras de vidro e podem ser utilizadas em temperaturas superiores a 100°C. Entretanto, resinas poliéster possuem baixa resistência ao impacto e à degradação e, por isso, não são utilizadas em

aplicações que exigem alta performance, como as realizadas pela indústria aeroespacial. Por outro lado, são largamente utilizadas na indústria automotiva e na construção civil [Akovali, 2005].

Resinas do tipo éster vinílicas apresentam custo elevado, se comparadas com as do tipo poliéster. Entretanto, por serem bastante resistentes a ácidos e álcalis, são largamente aplicadas na produção de PRF usados como barras de armadura para concreto [ISIS, 2003].

Resinas do tipo poliamida são utilizadas na formação de compósitos de alta performance frente a elevadas temperaturas. Entretanto, estas resinas são difíceis de fabricar e possuem um elevado custo [Akovali, 2005].

As resinas fenólicas são bons isolantes elétricos, apresentando boa resistência a altas temperaturas e a ataques químicos. Entretanto, de acordo com Akovali (2005), estas resinas possuem desempenho mecânico bem inferior a outros tipos de resinas.

As resinas de base epóxi são as mais utilizadas para a fabricação dos compósitos aplicados na construção civil. Embora seu custo seja elevado, estas resinas apresentam excelentes propriedades mecânicas e elétricas, grande adesividade e, principalmente, possibilidade de cura à temperatura ambiente. De acordo com o Consórcio ISIS (2003), as resinas epóxi possuem alta estabilidade dimensional, resistência a ataques químicos e elevada rigidez. O principal problema, comum a todas as matrizes poliméricas, é a suscetibilidade a altas temperaturas. Segundo Akovali (2005), a máxima temperatura em que uma resina epóxi pode ser utilizada é 175°C. Outros estudos indicam que a degradação ocorre em patamares de temperatura que variam entre 80 e 200°C, dependendo do tipo e tempo de exposição ao calor [Lima e Silva Filho, 2000].

Na Tabela 2.1 podem ser encontrados valores típicos para as propriedades chave de algumas das principais matrizes termofixas.

Tabela 2.1 – Propriedades de algumas matrizes termofixas [Akovali, 2005].

	Matrizes Termofixas			
	Poliéster	Epóxi	Poliamida	Fenólicas
Módulo de Elasticidade (GPa)	2.1 – 4.4	2.8 - 4.2	3.2	2.8 – 4.8
Resistência à Tração (MPa)	15 – 90	35 – 100	55 – 120	35 – 62
Temperatura de Serviço (°C)	120	25 – 175	260 – 300	200 – 300
Temperatura de Transição Vítreia (°C)	-	130-250	370	-

Apesar do bom desempenho estrutural, os polímeros termorrígidos apresentam algumas desvantagens, associadas essencialmente ao modo de ruptura frágil, aos longos ciclos de cura e, principalmente, à dificuldade de pós-processamento destes materiais. Tentando superar estas dificuldades, matrizes termoplásticas começaram a ser desenvolvidas e aplicadas na formação de compósitos nos últimos anos. A seguir, as características destes materiais são brevemente discutidas.

2.4.2 Polímeros Termoplásticos

Os polímeros termoplásticos, segundo Askeland & Phulé (2003), são um grupo especial de polímeros, com cadeias moleculares emaranhadas, mas não interconectadas. As longas cadeias moleculares são mantidas por ligações químicas fracas, do tipo forças de Van der Waals, mas as ligações entre moléculas individuais podem ser mais fortes. Polímeros termoplásticos podem romper de forma dúctil ou frágil, sendo que alguns deles podem experimentar uma transição de comportamento dúctil-frágil.

De acordo com Callister (2004), polímeros termoplásticos amolecem quando aquecidos e endurecem novamente quando resfriados, num processo totalmente reversível. Entretanto, quando estes polímeros são submetidos a temperaturas muito altas, as vibrações moleculares podem se tornar suficientemente violentas para quebrar as ligações covalentes principais, ocorrendo assim degradações irreversíveis no polímero.

Alguns dos exemplos mais comuns de polímeros termoplásticos são o poli(éter-éter-cetona) ou PEEK, o poli(sulfeto de fenileno), ou PPS, a poli-imida, ou PI, e a poli(éter-imida), ou PEI.

A moldagem é o método mais comum para conformação de polímeros termoplásticos. Normalmente, o polímero fundido é forçado, sob uma temperatura elevada e com pressão, a escoar para o interior de um molde, assumindo sua forma [Callister, 2002].

Uma das principais vantagens dos polímeros termoplásticos é que, depois de fabricados, eles podem ser curvados, admitindo diferentes formatos. Nos polímeros termofixos, ao contrário, as curvaturas devem ser feitas durante sua manufatura. Além disso, compósitos baseados em matrizes termofixas possuem menor tolerância a danos, devido a sua natureza frágil. Polímeros termoplásticos são, em geral, mais resistentes ao impacto e mais dúcteis que polímeros termorrígidos. [Mehrabi et al., 1992].

As ligações químicas existentes nas cadeias moleculares dos polímeros termoplásticos, que são do tipo Van der Waals, fazem com que estes materiais experimentem certa maleabilidade quando aquecidos, tornando-os facilmente reprocessáveis. O fato dos polímeros termoplásticos serem facilmente remodelados através da ação combinada de pressão e temperatura faz com que estes polímeros sejam facilmente reciclados a partir de rejeitos e refugos.

Na Tabela 2.2, podem ser encontrados valores típicos das propriedades-chave de algumas das principais matrizes termoplásticas.

Tabela 2.2 – Propriedades de algumas matrizes termoplásticas [Nogueira et al. 1999].

	Matrizes Termoplásticas		
	PEEK	PPS	PEI
Módulo de Elasticidade (GPa)	3,6	3,3	3,0
Resistência à Tração (MPa)	103	86	97
Temperatura de Serviço (°C)	245	-	-
Temperatura de Transição Vítreia (°C)	150	88	217

Segundo Callister (2004), o alto potencial dos polímeros termoplásticos para utilização a elevadas temperaturas poderá, no futuro, ser utilizado para o desenvolvimento de aplicações no campo aeroespacial.

A principal desvantagem dos polímeros termoplásticos é a de que a sua viscosidade é aproximadamente duas ordens de grandeza superior à dos polímeros termofixos. A alta viscosidade da matriz dificulta sua aplicação e pode provocar problemas, como o desalinhamento das fibras e a formação de bolhas na matriz. Segundo Hancox e Mayer [1994], o uso de incrementos de temperatura com o intuito de reduzir a viscosidade e melhorar a impregnação das fibras, não é recomendado, pois pode causar a degradação dos polímeros.

Os problemas de impregnação e a falta de adesão entre a matriz e as fibras foram fatores que restringiram o uso de polímeros termoplásticos para fabricação de PRF. Entretanto, nos últimos anos, esforços têm sido dirigidos para o desenvolvimento de sistemas PRF baseados em matrizes termoplásticas. Segundo Mehrabi et al. [1992], já é possível fabricar PRF de matriz termoplástica com desempenho similar aos fabricados com matrizes termofixas.

Segundo Meier U. (2001), os modernos processos de produção de laminados de PRF, fabricados com matriz polimérica termoplástica ao invés de termofixa, podem ajudar a diminuir os custos de fabricação destes produtos, tornando-os cada vez mais competitivos.

2.5 Formas de Comercialização

Entre as diversas formas sob as quais as fibras empregadas para fabricação de PRF podem ser comercializadas, destacam-se os fios, comercializados em rolos, os laminados, as grelhas e perfis estruturais e os tecidos e mantas.

Os fios, ou *rovings*, são empregados para formação de cabos, cordoalhas e barras, que podem ser aplicadas externamente em estruturas de concreto, como elementos de protensão, ou internamente, como armaduras.

Os laminados, tecidos e mantas são usados externamente, normalmente como elementos de reforço. A principal diferença entre eles é que os laminados já formam um compósito que vai ser conectado à estrutura de concreto com auxílio de um adesivo compatível com a matriz polimérica do compósito. As mantas e tecidos, ao contrário, são empregadas quando se deseja formar o compósito *in situ*. O fator diferenciador é que as mantas são simples aglomerados de fibras, enquanto os tecidos são formados pela tecelagem de fios.

Por serem rígidos, os laminados pré-fabricados, ou *strips*, são mais adequados para aplicação em superfícies planas. Já as mantas e tecidos são flexíveis e podem ser aplicadas como um papel de parede, facilitando a criação de compósitos adaptados a substratos curvos. Desta forma, mantas e tecidos podem ser utilizados no confinamento de colunas, por exemplo.

As mantas e tecidos disponíveis no mercado, para aplicação como reparo ou reforço de estruturas existentes, são fornecidas na forma de rolos e podem vir pré-impregnadas com resina, para manter o alinhamento das fibras e facilitar o manuseio (sistemas *prepreg*), ou secas, sem resina (sistemas *dry fabric*). Como explica Calister (2004), *prepreg sheets*, ou, simplesmente, *prepregs*, são PRF contínuos, pré-impregnados com quantidades controladas de resina termofixa do tipo epóxi e parcialmente curados. Em ambos os sistemas, as fibras podem estar alinhadas em uma ou mais direções, formando sistemas unidirecionais ou multidirecionais. Estes sistemas são, geralmente, simples de manusear, e podem ser cortados na dimensão desejada facilmente, com auxílio de tesouras ou outro instrumento de corte.

A Tabela 2.3 apresenta dados básicos, apresentados pelos fabricantes de alguns dos sistemas PRF pré-fabricados ou curados *in situ* mais utilizados para fins de geração de compósitos para reforço estrutural. Observa-se que a maioria dos sistemas emprega fibra de carbono e apresenta consideráveis variações de resistência à tração e módulo de elasticidade, dependendo das características da fibra e resina utilizadas.

O módulo de elasticidade, a resistência à tração e a deformação última informados pelos fabricantes geralmente se referem a características da fibra formadora do compósito. Para a determinação das características do compósito seria necessária, portanto, a aplicação da regra das misturas, discutida no item 2.7.3 deste capítulo, considerando também as características da resina. Segundo o documento *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), a resistência à tração e o módulo de elasticidade de um laminado de PRF podem ser calculados simplesmente reduzindo-se em 30% os valores fornecidos para as fibras, já que teor de fibra em um laminado não excede 70%. Neste caso, utiliza-se a espessura total do laminado para o dimensionamento do reforço estrutural.

Tabela 2.3 – Características básicas das fibras utilizadas na formação de compósitos do tipo PRF disponíveis no mercado.

Sistema	Tipo de Fibra	Resistência à Tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Laminado (strip) – Fabricante: Sika			
CarboDur S	Carbono	2800	165
CarboDur M	Carbono	2400	210
CarboDur H	Carbono	1300	300
Laminado (strip) – Fabricante: S&P Clever Reinforcement Company			
Laminate 150/2000	Carbono	1300*	165
Laminate 200/2000	Carbono	1650*	205
Tecidos (prepreg) - Fabricante: Mitsubishi Chemical Corporation			
Replark 20	Carbono	3400	230
Replark MM	Carbono	2900	390
Replark HM	Carbono	1900	640
Tecidos (dry fabric) - Fabricante: Degussa Construction Chemicals			
MBrace CF 530	Carbono	3500	373
MBrace EG 900	Vidro E	1517	72,4
MBrace AK 60	Aramida	2000	120
Tecidos (dry fabric) - Fabricante: S&P Clever Reinforcement Company			
S&P C-Sheet 240	Carbono	3800	240
S&P C-Sheet 640	Carbono	2650	640
S&P G-Sheet E	Vidro E	3400	73
S&P G-Sheet AR	Vidro AR	3000	65
S&P A-Sheet 120	Aramida	2900	120

* Resistência à tração referente a uma deformação de 8‰ no laminado, que é a recomendada pelo fabricante para o dimensionamento deste sistema de reforço.

A utilização de tecidos do tipo *dry fabric* requer diferentes considerações em termos de dimensionamento. O documento *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006) sugere a utilização da resistência à tração e do módulo de elasticidade da fibra, juntamente com uma espessura teórica, representada pelo quociente entre o peso da fibra por unidade de área e sua densidade. O cálculo da espessura teórica é justificado pelo fato de que, nestes sistemas, a fibra não é pré-impregnada com resina, o que só acontece no momento de sua aplicação na estrutura, quando o compósito é formado. A resina tem, portanto, dupla função: além de atuar na transferência de carga da estrutura reforçada para a fibra, também atua como o adesivo do sistema.

Já o ACI 440.2R-02 (2002) recomenda que, independentemente do tipo de sistema de reforço, sejam utilizados, para efeitos de dimensionamento, os valores de módulo de elasticidade, resistência à tração e deformação última fornecidos pelo fabricante, em conjunto com a espessura real da fibra utilizada.

Além dos valores adequados de espessura, módulo de elasticidade e resistência à tração compósito, o dimensionamento de um reforço com sistemas PRF requer, ainda, que outros fatores de redução sejam utilizados. Estes fatores de redução variam de acordo com a norma utilizada no dimensionamento, e serão discutidos ao longo deste capítulo.

Cabos, cordoalhas e barras de PRF são geralmente utilizados como elementos de protensão. As barras de PRF empregadas normalmente apresentam diâmetro de 8 a 10mm. As cordoalhas de 7 barras, tipicamente utilizadas como elementos de protensão, são formadas pela disposição de 6 barras ao redor de uma barra central. O agrupamento de cordoalhas ou barras é normalmente chamado de cabo [Fisher & Basset, 1997]. As maiores linhas de produtos de protensão comercializadas são mostradas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Exemplos de elementos de protensão fabricados com PRF.

Marca Registrada	Fibra	Produto	Fabricante
Leadline	Carbono	Barra	Mitsubishi Chemical Corporation
CFCC (Carbon Fiber Composite Cable)	Carbono	Cabo	Tokyo Rope Manufacturing
NACC (Nippon Advanced Carbon Fiber Composite)	Carbono	Cordoalha/Cabo	Nippon Steel Corporation e Suzuki Metal Industry Co
ARAPREE (Aramid Prestressing Elements)	Aramida	Cordoalha	Nippon Aramid Corporation e Kajima Corporation
Technora	Aramida	Barra/Cordoalha	Teijin e Sumitomo
FiBRA	Carbono/Vidro	Cabo	Shinko Wire
BBR	Carbono	Cabo	BBR Systems e EMPA

2.6 Técnicas de Fabricação

Os PRF termofixos podem ser fabricados por meio de diversas técnicas. As mais empregadas na fabricação de materiais com fins estruturais são a pultrusão, a moldagem por contato e o enrolamento de filamento³. A seguir, discutem-se as características de cada uma delas e sua influência sobre as propriedades dos materiais resultantes.

³ Outras técnicas, como *pull-winding*, *resin transfer moulding*, *vacuum bag moulding* e *injection moulding* também podem ser utilizadas na produção de PRF.

2.6.1 Pultrusão

A pultrusão é a técnica mais utilizada para a produção de elementos de protensão, grelhas e perfis estruturais pré-fabricados em que as fibras se encontram alinhadas ao longo do eixo do elemento. Esta técnica é mais apropriada para elementos que não apresentam variação na seção transversal e possuem comprimentos elevados.

A técnica, ilustrada esquematicamente na Figura 2.3, emprega vários rolos de fios de fibras. Os fios passam por um banho de resina termofixa e atravessam uma matriz de pré-conformação, que estabelece as taxas de resina e posiciona as fibras para que seja gerada a seção transversal desejada. O material é então submetido à matriz de cura, na qual sofre aquecimento e toma a forma do molde. Rolos extratores puxam a barra resultante, garantindo que todo o processo avance em uma velocidade pré-estabelecida. Como o processo é contínuo e facilmente automatizado, as taxas de produção são relativamente altas, reduzindo custos [Callister, 2004].

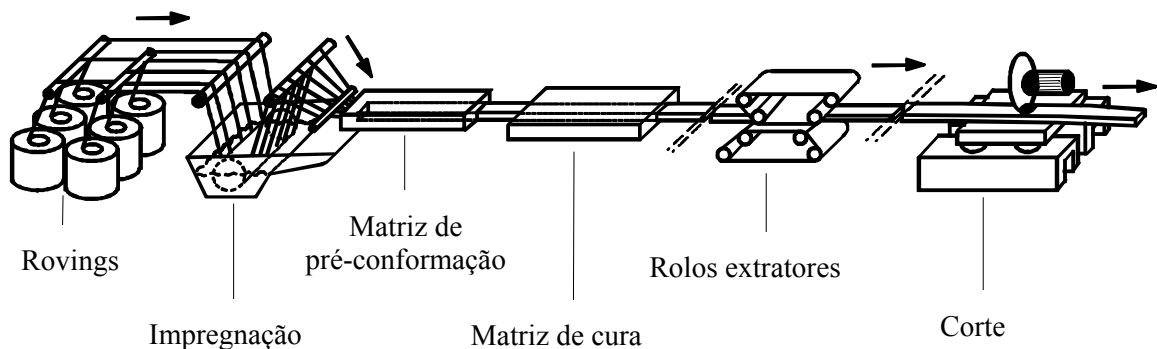


Figura 2.3 – Desenho esquemático de um processo de pultrusão [Meier U., 2005].

2.6.2 Moldagem por contato

A moldagem por contato, também chamada *wet lay-up* ou *hand lay-up* é uma técnica de produção de PRF na qual um tecido ou manta de fibras é impregnado, manualmente, com resina termofixa. Esta é uma das técnicas mais utilizadas para colagem de PRF em estruturas de concreto armado, madeira, aço e alumínio.

Neste caso, a formação do compósito ocorre com colagem do laminado, tecido ou manta de fibra na estrutura através de uma matriz polimérica. O substrato normalmente recebe uma

camada inicial de resina. Sobre a resina é posicionado o tecido ou manta, previamente impregnado, que ainda recebe outra cobertura de resina. Rolos são utilizados para estimular a saída do ar e favorecer o completo envolvimento das fibras pela resina. Em alguns casos, dispositivos especiais, como cilindros giratórios e banhos, podem ser utilizados para facilitar a impregnação prévia das fibras. Camadas adicionais de fibras podem ser aplicadas intercaladas com camadas de resina, de forma a garantir que o compósito tenha a quantidade de fibra desejada.

A cura é geralmente realizada sob umidade e temperatura ambiente. A resina precisa possuir baixa viscosidade, para facilitar a aplicação e percolação pela manta ou tecido, mas deve apresentar alta tixotropia, para reduzir escorrimentos. Isto é especialmente importante no caso de reforços de vigas, que muitas vezes são aplicados na face inferior dos elementos.

Uma das principais vantagens da utilização da técnica de moldagem por contato é o baixo custo do ferramental necessário para a produção do compósito. Segundo o Consórcio ISIS (2003), a moldagem por contato é fácil e rápida de ser utilizada em campo, proporcionando vantagens sobre técnicas convencionais de reforço estrutural. Na Figura 2.4, pode-se observar o uso da técnica de moldagem por contato para aplicação de reforço estrutural com PRFC em pilares de concreto armado de um condomínio da cidade de São Paulo, no Brasil.



Figura 2.4 – Aplicação de PRFC em pilares de concreto armado com emprego da técnica de moldagem por contato [Monge, 2004].

O conteúdo de resina e a proporção de mistura dos PRF formados com esta técnica é, basicamente, dependente da boa execução. Erros no proporcionamento ou na seleção dos materiais podem resultar em compósitos com excesso ou escassez de matriz, afetando seu desempenho mecânico e durabilidade. Uma aplicação cuidadosa e um rígido controle da execução são requisitos para garantir a qualidade deste tipo de PRF.

2.6.3 Enrolamento de Filamento

Enrolamento de filamento ou *filament winding* é um processo automatizado no qual fibras impregnadas com resina ou fitas de PRF são enroladas em um mandril de forma geometricamente precisa, com taxa de rotação e posição controladas por computador, para que as fibras possam ser posicionadas com alta precisão em diferentes orientações. A Figura 2.5 mostra um desenho esquemático deste processo de manufatura.

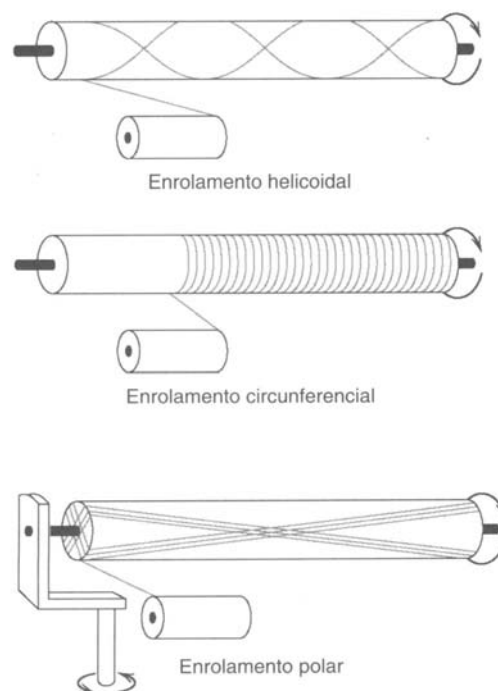


Figura 2.5 – Representação esquemática do processo de manufatura por enrolamento de filamento [Callister, 2002].

De acordo com TIFAC (2005), a técnica foi originalmente desenvolvida para a produção de carcaça de motores de foguetes, tanques de armazenamento e tubulações e vasos de pressão. Em engenharia estrutural, a técnica do enrolamento de filamento pode ser utilizada para o

desenvolvimento de diversas aplicações inovadoras como, por exemplo, formas para pilares de concreto fabricadas com PRF [ISIS, 2003].

Uma das principais vantagens da técnica é que as fibras do PRF podem ser alinhadas em diversas direções, resultando em materiais com elevado desempenho estrutural, capazes de responder às mais diversas combinações de carga. Entretanto, o processo de fabricação é limitado a elementos estruturais com formas convexas e o custo do mandril para componentes muito grandes pode ser elevado.

As fibras devem ser banhadas em uma resina termofixa antes de ser enroladas ao mandril. Alternativamente, podem ser usadas fitas do tipo *prepreg*. O banho de resina é mais utilizado, pois resulta em custos menores e maior rapidez de execução. Além disso, permite variações na formulação da resina para aplicações específicas [TIFAC, 2005].

2.7 – Propriedades Físicas e Mecânicas

Tendo em vista que os PRF empregados como reforço vão ser usados com fins estruturais, é fundamental determinar uma série de propriedades físicas e mecânicas dos mesmos. Estas, por sua vez, são influenciadas pelo tipo de fibra e matriz empregadas, pela proporção entre fases, pela orientação das fibras na matriz e pelas técnicas de produção e controle de qualidade, adotadas durante o processo de manufatura, podendo, por isso, ser gerados PRF com características muito variadas. A seguir, analisa-se como variam as propriedades dos PRF normalmente empregados na construção civil. No Capítulo 3, as propriedades físicas e mecânicas das fibras de carbono, vidro e aramida são analisadas de forma comparativa, permitindo a identificação das potencialidades e fraquezas dos sistemas de reforço formados com estes diferentes tipos de fibra.

2.7.1 Resistência à tração

A resposta de um PRF submetido à tração é, de acordo com o Consórcio ISIS (2003), largamente dependente das deformações últimas da fibra e da matriz. A Tabela 2.5 descreve

como a variação da percentagem de fibras afeta os modos de ruptura em PRF com índices de deformação máxima diferentes.

Tabela 2.5 – Variação dos modos de ruptura de PRF em função da capacidade de deformação e volume de fibras.

Deformação última	Porcentagem em volume de fibras	Modo de ruptura
Deformação última da matriz é menor que a deformação última das fibras	Pequena (< 10%)	O modo de falha do PRF é governado pela matriz.
	Grande (> 60%)	As fibras suportam a maioria das cargas e a falha da matriz não é crítica. Na falha da matriz, cargas são transferidas para as fibras que continuam a suportar o carregamento até sua deformação última ser atingida.
Deformação última da matriz é maior que a deformação última das fibras	Pequena (< 10%)	Falha nas fibras não implica em ruptura imediata do PRF.
	Grande (> 60%)	Quando as fibras começam a falhar, a transferência de carga das fibras para a matriz é grande e o PRF falha.

A porcentagem em volume de fibras presentes em PRF aplicados em Engenharia Civil geralmente é grande e varia de 60 a 70%. Nos PRF fabricados pela técnica de moldagem por contato, caso comum quando são utilizados tecidos e mantas, as porcentagens em volume de fibra podem diminuir para a faixa de 30% a 40%.

A Tabela 2.5 mostra que, quando os PRF são caracterizados por grandes porcentagens em volume de fibras e são fabricados com matrizes que possuem deformações últimas menores que a das fibras, caso comum na combinação de resinas epóxi e fibras de alto desempenho, a falha na matriz não é crítica. Isto acontece porque, quando ocorre a falha da matriz, as cargas são transferidas para as fibras, que continuam a suportar o carregamento até sua deformação última ser atingida.

A ação da maioria dos PRF é mais efetiva quando eles são solicitados à tração na direção das fibras, uma vez que a resistência à tração na direção perpendicular às fibras é muito inferior à resistência à tração na direção longitudinal.

Quando submetidos à tração, os PRF não apresentam escoamento antes da ruptura. O comportamento à tração de polímeros reforçados com apenas um tipo de fibra é caracterizado por uma relação tensão *versus* deformação elástico-linear, até a ruptura, que ocorre de forma

brusca e pode ser catastrófica [ACI 440.2R-02, 2002]. O comportamento elástico-linear pode ser alterado quando os PRF são fabricados com coquetéis de fibras com características diferentes.

2.7.2 Resistência à compressão

Os PRF são, normalmente, empregados para resistir a solicitações de tração. Em algumas situações, todavia, podem ser submetidos a tensões de compressão, especialmente quando ocorrem redistribuições de cargas na estrutura ou quando a mesma está submetida a carregamentos cíclicos.

A resistência à compressão última de um PRF é geralmente controlada pela micro-flambagem, que ocorre em escala microscópica, devido a falhas transversais na matriz ou falhas de cisalhamento. O modo de falha depende do tipo de fibra, percentagem em volume de fibras, tipo de resina, impregnação das fibras pela matriz e aderência entre fibra e matriz. Fibras com boa resistência à compressão resultam em PRF com boa resistência à compressão.

As resistências à compressão axial de polímeros à base de fibra carbono, vidro e aramida equivalem a 78%, 55% e 20% da resistência à tração destes materiais, respectivamente [ISIS, 2003]. Observa-se que os valores de resistência à compressão são relativamente elevados em relação à resistência à tração. Entretanto, este comportamento não se manifesta em compósitos à base de aramida, que apresentam um comportamento não linear à compressão em níveis de tensão relativamente baixos [ACI 440.2R-02, 2002].

2.7.3 Módulo de elasticidade

Aplicando a regra das misturas, o módulo de elasticidade, na direção das fibras, de um PRF unidirecional, pode ser expresso em termos dos módulos de elasticidade dos seus componentes e de suas respectivas porcentagens em volume. Já o módulo de elasticidade na direção perpendicular às fibras é, geralmente, muito baixo.

A determinação do módulo de elasticidade de laminados de PRF é realizada de forma simples, através de ensaios de tração direta, com determinação da curva carga *versus* deformação, e da queima do compósito, para determinação das porcentagens de fibra e resina existentes no laminado.

Nos compósitos fabricados manualmente, como é o caso dos tecidos de PRF utilizados no reforço de estruturas, a determinação do módulo de elasticidade se torna mais complicada, sendo recomendado, para efeitos de dimensionamento de estruturas reforçadas, que sejam utilizados a área e o módulo de elasticidade do tecido de PRF, desconsiderando as propriedades da resina e sua interação com o tecido de fibra.

Dentre as fibras de alto desempenho mais empregadas nos sistemas PRF, as de carbono são as que possuem módulos de elasticidade mais elevados, com valores comparáveis ou até superiores aos do aço.

A rigidez de um reforço pode ser caracterizada como o produto do módulo de elasticidade pela área. Considerando o módulo de elasticidade das três fibras sob estudo, pode-se considerar que, para obtenção de um determinado nível de rigidez, os reforços com PRFA ou PRFV precisam ser mais espessos que reforços com PRFC.

PRF com baixos módulos de elasticidade muitas vezes não apresentam a rigidez necessária para aplicações estruturais como, por exemplo, no reforço estrutural de pontes, onde se torna necessário um elevado incremento de carregamento com restrição de deformação. Elevados módulos de elasticidade também são necessários em estruturas reforçadas, nas quais o PRF é utilizado em substituição à armadura interna, que pode ter sido danificada por processos de corrosão ou fadiga, por exemplo. Entretanto, para aplicações que exigem materiais com altos níveis de deformabilidade, é preferível a aplicação de PRF com baixos módulos de elasticidade. Paredes de alvenaria podem ser reforçadas com PRF de baixo módulo de elasticidade quando se deseja melhorar suas propriedades frente a ações sísmicas. Neste caso, a utilização de PRF com baixo módulo de elasticidade proporciona uma melhor distribuição das fissuras na superfície da parede, aumentando a ductibilidade do elemento reforçado sem aumentar, porém, sua capacidade de carga.

É importante observar, entretanto, que o reforço muitas vezes não entra em carga imediatamente, pois não é possível aliviar o peso próprio do elemento estrutural durante sua aplicação. O reforço só começa a agir, portanto, quando a estrutura é submetida a um certo nível de carregamento. Quando o reforço entra em carga com a estrutura já submetida a elevados valores de deslocamentos, no caso de PRF baixos módulos de elasticidade, outros elementos estruturais não reforçados podem ser danificados pelo excesso de carregamento recebido, devido à redistribuição de momentos que ocorre na estrutura antes da ativação do reforço. Em alguns casos, pode ser necessário utilizar maiores áreas de reforço para compensar o baixo módulo de elasticidade do material utilizado.

2.7.4 Ductilidade

Pode-se definir ductilidade como a capacidade de um material, seção, elemento ou sistema estrutural sofrer deformações plásticas antes da ruptura, sem perda substancial de resistência. A ductilidade tem importância fundamental em estruturas estaticamente indeterminadas, uma vez que permite a redistribuição de momentos de seções críticas para seções menos solicitadas, retardando a ruptura da estrutura e melhor aproveitando sua capacidade resistente. Por outro lado, a falta de ductilidade pode causar rupturas frágeis, que são caracterizadas por uma rápida propagação de fissuras, associada a uma baixa energia de absorção e reduzidas deformações plásticas.

Métodos convencionais de dimensionamento à flexão para estruturas de concreto armado são baseados, segundo Lees e Burgoyne (1999), no pressuposto que o aço da armadura longitudinal tracionada deve escoar antes da ruptura. Quando o aço escoar, ocorrem grandes deformações e energia inelástica é absorvida, resultando num comportamento dúctil. Por isto, a condição básica para que uma viga de concreto armado apresente comportamento dúctil é que a ruptura seja atingida após o escoamento da armadura longitudinal de tração.

Entretanto, as considerações quanto à ductilidade devem ser revistas quando se está tratando com estruturas de concreto armado reforçadas com PRF, já que o comportamento tensão *versus* deformação de um compósito tipo PRF é diferente do comportamento do aço, que

sofre escoamento quando submetido a tensões de tração que causem deformações superiores a 2‰. Já os PRF de carbono, aramida e vidro, quando submetidos a esforços de tração, apresentam um comportamento tensão *versus* deformação elástico-linear até próximo da tensão última, resultando em uma ruptura brusca, sem patamar de escoamento.

Segundo Lees e Burgoyne (1996), a diferença no comportamento tensão *versus* deformação do aço e do PRF impede a aplicação do tradicional conceito de ductilidade em estruturas de concreto armado que recebem este tipo de reforço. Os autores sugerem que, em estruturas reforçadas com PRF, a ductilidade seja caracterizada pela capacidade de rotação da rótula plástica, um indicativo da quantidade de deformação que ocorre antes da ruptura. O conceito está baseado na noção de que, quando a armadura longitudinal de tração de uma viga de concreto armado atinge o escoamento, rótulas plásticas são formadas. Se estas rótulas possuem uma capacidade de rotação suficiente, pode ocorrer uma redistribuição de momentos antes da ruptura da viga. A capacidade de rotação, entretanto, não mantém relação direta com as deformações e deslocamentos em pontos localizados. Portanto, embora a capacidade de rotação plástica possa ser utilizada como um indicativo de ductilidade, é importante salientar que grandes rotações não resultam necessariamente em um comportamento dúctil.

Recentes estudos de Mufti et al. (1996), Zou (2003) e Tann et al. (2004), descritos e comentados por Feng et al. (2004) e Tann et al. (2002), propõem que a determinação da ductilidade de um elemento reforçado com PRF seja feita em termos de deformabilidade, ou seja, da capacidade do elemento reforçado absorver tanto energia elástica quanto inelástica. Estes fatores, na sua maioria, são determinados como uma relação entre dois estágios de carregamento do elemento estrutural reforçado.

Segundo Spadea et al. (2000), o fator de performance proposto por Mufti et al. (1996), que considera, além do fator de deformabilidade (*FD*), um fator de resistência (*FR*), pode ser aplicado adequadamente a estruturas de concreto armado reforçadas com PRF, na medida em que reflete os comportamentos tanto da viga não reforçada quanto da viga reforçada. O fator de performance (*FP*) proposto por Mufti et al. (1996) pode ser definido pela Equação 2.1.

$$FP = FD \times FR \quad (\text{Equação 2.1})$$

O fator de deformabilidade (FD) é o coeficiente entre o deslocamento ou curvatura no ponto de carregamento máximo (estado limite último) e o deslocamento ou curvatura no ponto em que a deformação no concreto comprimido atinge 1‰ , ponto abaixo do qual o comportamento à compressão do concreto pode ser considerado linear. Já o fator de resistência (FR), é o coeficiente entre o carregamento máximo (estado limite último) e o carregamento no ponto em que a deformação do concreto comprimido atinge 1‰ . Os autores recomendam que o valor de FP não deve ser inferior a 4 para vigas com seção transversal retangular reforçadas.

Pelo princípio de dimensionamento do ACI 440.2R-02 (2002), em estruturas reforçadas é recomendável a adoção de fatores de redução no valor da resistência do aço, para que uma maior reserva de resistência seja adquirida. O guia de dimensionamento considera, ainda, que uma adequada ductilidade é obtida quando a deformação no aço no estado limite último é de pelo menos 5‰ .

Com o intuito de melhorar a ductilidade dos PRF, sistemas híbridos (PRFH) começaram a ser desenvolvidos nos últimos anos. Os sistemas híbridos são, em geral, construídos com combinações de fibras de carbono, aramida e vidro, posicionadas em uma, duas ou três direções. Segundo Grace et al. (2005), PRFH fabricados com fibras de carbono e vidro possuem um comportamento similar ao do aço quando submetidos a esforços de tração, com diagrama tensão *versus* deformação elástico linear seguido de um patamar de escoamento.

Sistemas híbridos compostos por fibras de carbono e vidro já estão sendo bastante utilizados no reforço de elementos estruturais submetidos a ações sísmicas, uma vez que, combinando o baixo módulo de elasticidade das fibras de vidro com o elevado módulo de elasticidade das fibras de carbono, pode-se obter boa ductilidade e aumento na capacidade de carga dos elementos reforçados [S&P, 2006].

2.7.5 Fadiga

A fadiga é um tipo de ruptura que ocorre em estruturas sujeitas a repetidos ciclos de carga e descarga. As rupturas por fadiga em um material ocorrem devido ao acúmulo gradual de danos, que iniciam pela formação de uma pequena fissura em um ponto com alta concentração de tensões, que aumenta incrementalmente a cada ciclo de carregamento. Os danos causados pela ação da fissura, quando esta atinge um tamanho crítico, causam a ruptura do material por fadiga, que ocorre subitamente e sem aviso.

Pode-se considerar que a aplicação de reforços com PRFC favorece a resistência à fadiga dos elementos reforçados, já que proporcionam uma redução na fissuração e melhoram a distribuição das fissuras ao longo do elemento, antes da ruptura.

Em relação aos próprios compósitos, Hearing e Buyukozturk (2000) observam que PRF com fibras rígidas, como as de carbono, exibem excelente resistência à fadiga. Já o desempenho mais modesto à fadiga dos compósitos com fibras de vidro é atribuído à baixa rigidez destas fibras, que resulta em uma menor transferência de tensões e uma maior exposição da matriz a grandes tensões e deformações. Embora as fibras de aramida possuam rigidez intermediária, entre as fibras de carbono e de vidro, o mesmo não pode ser dito em relação ao seu comportamento à fadiga, já que estas fibras são sensíveis a danos causados por um processo chamado desfibrilação, que, eventualmente, pode levar rupturas por fadiga [ISIS, 2003].

No início da década de 90, foram realizados no EMPA, na Suíça, ensaios de fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com laminados híbridos de fibra de vidro e carbono. Estes testes pioneiros sobre fadiga de estruturas reforçadas com PRF forneceram evidências de que, após a falha da armadura original, os laminados híbridos ainda resistiam. Testes adicionais foram realizados em vigas de concreto armado reforçadas com PRFC a 40°C e 95% de umidade relativa, com o intuito de verificar se os laminados colados poderiam resistir a altas umidades sob carregamento cíclico. Neste caso, o PRFC só foi arrancado do concreto em níveis de carregamento que já haviam causado o escoamento da armadura longitudinal de tração.

Outros resultados de testes de fadiga em elementos reforçados podem ser encontrados em Barnes e Mays (1999), Meier U. (2000), El-Tawil et al. (2001) e Papakonstantinou et al.

(2005). Os dados coletados indicam que, nas vigas de concreto armado reforçadas com laminados de PRF submetidas a carregamento cíclico, a ruptura por fadiga se inicia na armadura tracionada, e ocorre antes que sejam detectados sinais de ruptura no concreto, no adesivo ou nos laminados de reforço.

2.7.6 Fluência

Fluência, ou deformação lenta, pode ser considerada uma deformação permanente e irreversível que ocorre ao longo do tempo, quando o elemento está submetido a carga ou tensão constante. O fenômeno da fluência está presente, embora em diferentes níveis, em praticamente todos os materiais empregados na engenharia.

Segundo o Consórcio ISIS (2003), mesmo que as fibras que formam os PRF apresentem baixa fluência, as matrizes dos PRF, por serem materiais visco-elásticos, fazem com que o PRF sofra deformação lenta quando submetido a carregamentos constantes. Entretanto, se as tensões constantes aplicadas aos PRF forem limitadas, a fluência não será significativa na maioria dos PRF utilizados na Engenharia Civil.

Os tipos de fibra e matriz empregados na fabricação do PRF, assim como suas porcentagens em volume, aliados a fatores como temperatura e presença de umidade, influenciam de forma significativa o comportamento do PRF quanto à fluência, podendo ocasionar um fenômeno chamado ruptura por fluência ou deformação lenta, fadiga estática ou, ainda, corrosão sob tensão. Estudos indicam que as fibras de carbono não são susceptíveis à fadiga estática, enquanto as fibras de aramida, sob este ponto de vista, apresentam um comportamento intermediário entre as fibras de vidro e carbono [fib, 2001]. O consórcio ISIS (2003) recomenda que, para evitar problemas de ruptura por fadiga estática, o nível de tensão permanente considerada no dimensionamento seja de, no máximo, 20% para PRFV, 30% para PRFA e 50% para PRFC, em relação às suas resistências últimas. Esta precaução é considerada importante mas pode trazer conseqüências econômicas significativas ao aumentar as seções dos compósitos e, conseqüentemente, o custo da operação de reforço.

2.7.7 Resistência ao impacto

Uma estrutura de concreto armado pode ser seriamente danificada quando submetida a cargas de impacto ou até mesmo a explosões. Em pontes e viadutos rodoviários, por exemplo, os pilares devem ser capazes de absorver as cargas horizontais oriundas de eventuais choques de veículos pesados, evitando, assim, uma redistribuição de cargas que cause o colapso da estrutura ou de parte dela.

As fibras de aramida possuem elevada resistência ao impacto, que é garantida pela sua elevada tenacidade e boa resistência ao corte, na direção transversal às fibras. Alguns autores defendem que estas fibras sejam utilizadas em conjunto com fibras de carbono ou vidro, visando compensar sua baixa resistência à compressão.

Polímeros termoplásticos e termorrígidos podem exibir comportamento dúctil ou frágil quando submetidos a cargas de impacto, dependendo da temperatura, tamanho da peça, taxa de deformação e tipo de carregamento [Callister, 2004]. Segundo Askeland e Phulé (2003), polímeros termoplásticos apresentam um comportamento frágil quando submetidos a testes de impacto a baixas temperaturas. Entretanto, à medida que a temperatura aumenta, o comportamento destes polímeros se torna mais dúctil.

Segundo Hancox e Mayer (1994), a curva carga *versus* deslocamento, gerada pelo golpe de um corpo em queda ou de pêndulo oscilante em um corpo-de-prova, parte do zero, apresenta um pico e decai novamente à zero. A área total sob a curva representa a energia total de impacto ou tenacidade do corpo-de-prova. Resultados apresentados por estes pesquisadores mostram o efeito da variação do tipo de fibra no pico da curva carga *versus* deslocamento e no deslocamento total. Os testes indicaram que os valores de resistência ao impacto de PRFV do tipo R são superiores aos apresentados por PRFV do tipo E. Ambos obtiveram melhor desempenho em relação aos PRFC. PRF híbridos, fabricados com fibras de carbono e vidro, apresentaram resistência ao impacto intermediária, entre as resistências ao impacto de PRFV e PRFC.

Estudos relatados por Erki & Meier U. (1999) confirmam que vigas de concreto armado reforçadas externamente com PRFC apresentam um bom comportamento quando submetidas a cargas de impacto, embora não apresentem a mesma energia de absorção de vigas

reforçadas externamente com chapas de aço. Sistemas adicionais de ancoragem, localizados nas extremidades dos laminados de PRF, podem melhorar a resistência ao impacto de vigas reforçadas externamente à flexão.

2.7.8 Propriedades elétricas

As propriedades elétricas dos PRF dependem da constituição do compósito, do alinhamento das fibras, da frequência em que as medidas são realizadas, da temperatura e de outros fatores ambientais [Hancox e Mayer, 1994].

Os PRF de vidro e aramida, segundo o boletim ACI 440.2R-02 (2002), são isolantes elétricos, enquanto os compósitos de fibra de carbono são condutores. Desta forma, quando PRFC são utilizados em conjunto com elementos de aço, os dois materiais não devem entrar em contato direto, sob risco de ocorrência de corrosão galvânica. Materiais isolantes são indicados quando é necessária transparência à radiação eletromagnética.

2.7.9 Expansão térmica

De acordo com Hancox e Mayer (1994), a expansão térmica de compósitos unidirecionais na direção longitudinal é governada pela expansão térmica da fibra e pode ser considerada pequena. Na direção transversal, a expansão térmica dos compósitos unidirecionais é muito maior, já que são computadas as contribuições da fibra e da matriz e ambos apresentam grande expansão transversal.

Segundo o ACI 440.2R-02 (2002), o coeficiente de expansão térmica longitudinal dos PRF de aramida é negativo e varia de -6×10^{-6} a $-2 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, o que indica que o material contrai com incrementos de temperatura e expande com decréscimos de temperatura. Para os PRF de carbono, este coeficiente varia de $-1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ a zero. Já para os PRF de vidro, os valores do coeficiente variam de 6×10^{-6} a $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Para efeitos de comparação, o coeficiente de expansão térmica do concreto varia de 7×10^{-6} a $11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ e, geralmente, é considerado isotrópico. O aço possui um coeficiente de expansão térmica isotrópico de $11,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

As diferenças nos coeficientes de expansão térmica podem gerar tensões térmicas que resultam em fissuras longitudinais entre o concreto e o elemento de reforço, causando danos à interface. Porém, de acordo com ACI 440.2R-02 (2002), pequenas expansões térmicas, compatíveis com variações ambientais típicas, da ordem de ± 28 °C, praticamente não afetam a aderência dos PRF ao substrato.

Juska et al. [2001] chamam atenção para o fato de que o coeficiente de expansão térmica dos adesivos também deve ser considerado quando laminados de PRF são colados ao substrato. Algumas vezes os coeficientes dos laminados e dos adesivos empregados apresentam ordens de magnitude diferentes, podendo ocasionar deformações diferenciais e resultar em um descolamento prematuro ao longo da interface PRF-adesivo-substrato.

2.8 Durabilidade

A exposição dos PRF a certas condições ambientais adversas pode afetar sua durabilidade. Tanto as fibras quanto a matriz polimérica e a interface fibra-matriz podem se degradar quando expostas a condições ambientais agressivas. Como as fibras governam a maioria das propriedades mecânicas dos PRF, se a deterioração atingir somente a matriz, os compósitos podem, ainda, resistir por algum tempo à maioria das solicitações. Entretanto, se o adesivo for atacado e deteriorado de tal forma que as fibras se soltem da superfície do PRF, pode ocorrer o comprometimento da resistência do compósito [Uomoto, 2001].

Segundo Karbhari (2001), as normas internacionais adotam fatores de redução bastante conservadores para levar em conta a redução da tensão de tração devido a cargas constantes e ações do meio ambiente.

A *Japanese Society of Civil Engineers* (JSCE), em seu documento intitulado *Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets* (JCSE, 2001), recomenda a utilização de fatores de redução que englobam diversas incertezas, incluindo a redução de durabilidade frente a ações do meio ambiente. O *American Concrete Institute*, no documento ACI 440.2R-02, sugere a utilização de um fator de redução exclusivo para levar em conta a degradação por ação do meio ambiente. Este fator pode variar de 0,5, para PRF formados com fibras de vidro em matriz epóxi submetidos a ambientes

extremamente agressivos, até 0,95, para PRF formados com fibras de carbono em matriz epóxi submetidos a ambientes não agressivos.

De acordo com Karbhari (2001), o guia de projeto da *British Institution of Structural Engineers* (BISE) leva em conta a degradação dos PRF por ação do meio ambiente utilizando um fator de redução que expressa a influência do meio ambiente e de cargas constantes. O autor ainda comenta que o *Canadian Highway Bridge Design Code* utiliza uma abordagem um pouco diferente dos demais códigos, adotando limites menos conservadores para a utilização dos PRF e inserindo algumas restrições no uso de certos tipos de PRF em algumas aplicações.

A redução do desempenho dos PRF geralmente se manifesta por alterações nas suas propriedades mecânicas. Análises das variações em propriedades físicas e micro-estruturais podem, entretanto, ser realizadas para que se obtenham indicadores da intensidade de danos [Byars et al., 2001].

Diversos fatores ambientais, tais como a temperatura, a umidade, a exposição à água do mar, a presença de álcalis, os ciclos de gelo-degelo e a radiação ultravioleta, podem afetar o desempenho dos PRF. A seguir, discutem-se quais os principais efeitos que algumas destas condições ambientais exercem sobre os PRF.

2.8.1 Umidade

Um polímero exposto a um ambiente úmido irá absorver água até que seu ponto de saturação seja atingido. A umidade ingressa no PRF por capilaridade, geralmente na interface fibra-matriz mais próxima à superfície do compósito. A quantidade de água absorvida dependerá do tipo da matriz e da temperatura da água [ISIS, 2003]. A presença de fissuras e bolhas de ar pode facilitar o ingresso da água.

Segundo o *fib* [2001], dois efeitos imediatos da absorção de água na matriz são: a redução da T_g e o enrijecimento da matriz. Entretanto, em matrizes do tipo epóxi, estes efeitos podem ser parcialmente revertidos quando a água é removida por secagem. Byars et al. (2001) observam

que deteriorações devido à ação de umidade em matrizes poliméricas ocorrem porque as moléculas de água podem atuar como plastificantes, rompendo as ligações de Van der Waals das cadeias poliméricas.

Segundo o Consórcio ISIS (2003), a degradação das propriedades mecânicas dos PRF devido à umidade atingirá um nível máximo quando a matriz polimérica atingir seu ponto de saturação. Após a saturação, não são mais esperadas reduções nas propriedades mecânicas.

A presença de umidade pode causar danos nas fibras. No caso de fibras de vidro, a degradação é iniciada pela extração de íons da fibra pela água. Estes íons se combinam com as moléculas de água, formando bases que atacam as fibras de vidro, podendo afetar significativamente sua resistência, resultando em fraturas prematuras [Karbhari, 2001]. Fibras de aramida absorvem mais de 13% de umidade em peso, o que pode ter um efeito prejudicial na resistência à tração e pode afetar a interface fibra-matriz. Fibras de carbono são relativamente inertes à ação da água, embora os efeitos da umidade nas matrizes dos PRFC não possam ser negligenciados [fib, 2001].

Testes realizados por Hancox e Mayer (1994) mostraram mudanças no peso de laminados quando expostos a três diferentes ambientes: 65% de umidade relativa e 20°C, água fervente e ar seco a 60°C. Os laminados com fibras de vidro mostraram um decréscimo de 60% em suas propriedades típicas (resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação na ruptura) quando submetidos à água fervente. O decréscimo atingiu 10% quando os elementos foram submetidos a uma UR de 65% e a uma temperatura de 20°C. Para as mesmas condições, laminados de fibra de carbono mostraram decréscimos de 2% e 4%. Já no caso dos laminados com fibras de aramida, o decréscimo foi da ordem de 15% para ambos os tratamentos.

2.8.2 Elevadas temperaturas

Materiais poliméricos tendem a se degradar quando submetidos a elevadas temperaturas. Por esta razão, precauções especiais são necessárias quando um PRF é utilizado em estruturas que, por algum motivo, podem estar submetidas a elevadas temperaturas ou exposição ao fogo. A temperatura operacional a que um PRF pode ser submetido em serviço é limitada a uma faixa de cerca de 20°C ou 30°C abaixo da T_g do polímero formador do compósito. Em PRF de matriz epóxi, a temperatura operacional é limitada a valores entre 60°C e 80°C. Além

do conhecimento das propriedades da matriz formadora do compósito, é também importante que se conheça a T_g do adesivo utilizado para colar o PRF ao elemento estrutural.

A exposição a elevadas temperaturas pode influenciar no comportamento de longo prazo dos materiais. De acordo com o Consórcio ISIS (2003), tal exposição pode aumentar a taxa de deformação lenta e a degradação por ataques químicos e umidade. Além disso, devido aos diferentes coeficientes de expansão térmica das fibras, da matriz e dos substratos, grandes variações de temperatura geram tensões térmicas, que causam fissuração e agravam problemas gerados pela presença de umidade e por ataques químicos.

Em relação a situações de incêndio, é importante salientar, ainda, que os polímeros comumente utilizados como matrizes de PRF são combustíveis e podem liberar grandes quantidades de uma fumaça preta e densa que, algumas vezes, pode ser tóxica e corrosiva.

Existem diversas opções de proteção ao fogo que podem ser aplicáveis aos PRF, como, por exemplo, a utilização de sistemas de isolamento, coberturas intumescentes, aditivos aplicados na matriz ou, ainda, revestimentos com materiais cerâmicos [ISIS, 2003].

Em termos de degradação térmica das fibras, estudos indicam que as fibras de vidro podem atingir temperaturas em torno de 1000°C sem se deteriorar, enquanto as fibras de aramida já começam a ter suas propriedades afetadas em patamares de temperatura ao redor de 175°C. As fibras de carbono são capazes de resistir a temperaturas em torno de 275°C. Estes dados são importantes porque as fibras de um PRF, que possuem melhores propriedades térmicas que as matrizes, podem continuar a suportar cargas na direção longitudinal até sua temperatura limite ser atingida. Entretanto, quando a resina se deteriora, a transferência de carga da resina para a fibra fica prejudicada, reduzindo as propriedades à tração do compósito [ACI 440.2R-02, 2002].

2.8.3 Radiação ultravioleta

Fótons ultravioleta provenientes da radiação solar natural causam reações foto-oxidantes que podem alterar as cadeias moleculares dos polímeros, produzindo micro-fissuração, alterações

de cor e redução da transmissividade na matriz do PRF. Os efeitos da exposição à radiação ultravioleta normalmente se manifestam na superfície, podendo atingir alguns microns de profundidade.

Em alguns casos, a degradação pode afetar o material de forma desproporcional, já que pequenos defeitos resultantes da foto-degradação da superfície podem servir como pontos de concentração de tensões e iniciar fraturas em níveis de tensão muito menores do que os esperados quando não há exposição [Chin et al., 2001].

As fibras de carbono e vidro são resistentes à radiação ultravioleta. Entretanto, o mesmo não acontece com as fibras de aramida, que são particularmente sensíveis à ação dos raios ultravioleta.

A degradação devido à radiação ultravioleta pode ser prevenida, de acordo com o Consórcio ISIS (2003), com a utilização de um gel pigmentado que cobre o exterior do PRF, ou pela pintura do PRF com uma tinta opaca. Segundo Chin et al. (2001), coberturas protetoras executadas com materiais polimérico não previnem danos ocasionados no PRF pela incidência de radiação ultravioleta.

As coberturas protetoras servem apenas como uma camada de sacrifício que impede que a superfície do PRF entre diretamente em contato com os raios ultravioleta. Entretanto, se a cobertura polimérica estiver danificada, nada impede que os danos causados pela radiação ultravioleta atinjam a superfície do PRF. A utilização de coberturas protetoras deve, portanto, ser acompanhada de inspeções periódicas que garantam que a superfície do PRF esteja visível, em contato com a radiação ultravioleta.

2.8.4 Corrosão

Como discutido anteriormente, a resistência à corrosão é um critério muito importante na garantia da durabilidade de elementos reforçados. Segundo Callister (2003), o fenômeno da corrosão pode ser descrito como a perda de desempenho que ocorre como resultado de reações de dissolução devido à exposição a um meio ambiente agressivo.

Em geral, três condições devem existir simultaneamente para dar origem a um processo corrosivo do tipo eletroquímico nas armaduras de uma estrutura de concreto armado: a

existência de uma diferença de potencial, de um conector metálico entre o ânodo e o cátodo e de um eletrólito.

Os PRF, em geral, apresentam boa resistência à corrosão. Fibras de vidro e aramida são isolantes e não transmitem corrente, o que impede o desenvolvimento de um processo corrosivo do tipo eletroquímico. Já as fibras de carbono são condutoras, e podem ocasionar corrosões galvânicas quando em contato com a armadura. Desta forma, para evitar o desenvolvimento de um processo corrosivo, deve-se evitar o contato direto do reforço com o aço. Mesmo que isto não seja possível, a presença da matriz de resina envolvente evita o problema no caso dos reforços moldados *in-loco*.

2.8.5 Resistência a álcalis

O concreto é um meio naturalmente alcalino. O comportamento, ao longo do tempo, de um PRF submetido a um ambiente alcalino dependerá da natureza da matriz e das fibras formadoras do compósito. Segundo Karbhari et al (2003), embora as fibras de um PRF estejam completamente cobertas por resina, isso não quer dizer que estas fibras estejam protegidas da ação de soluções alcalinas, já que estas soluções podem acelerar a degradação das próprias resinas, especialmente se elas não estão completamente curadas. Já que as resinas têm um importante papel na proteção das fibras e no retardamento do processo de difusão, deve-se dar preferência a resinas do tipo epóxi e vinil-éster, mais estáveis quimicamente, sendo desaconselhada a utilização de resinas poliéster, mais suscetíveis à degradação. Levando em consideração a possibilidade de ataque de álcalis e o elevado potencial de degradação das fibras, os níveis de tensão, mantida constante, nos PRF, devem ser limitados.

Embora o concreto funcione como uma proteção para as barras de aço, o mesmo não acontece com relação às fibras de vidro. A água existente nos poros do concreto, que tem alta alcalinidade, com pH em torno de 13,5, pode danificar as fibras de vidro que estiverem expostas. Fibras de aramida são menos susceptíveis à ação de álcalis e fibras de carbono possuem uma excelente resistência a álcalis.

2.8.6 Ação gelo-degelo

Em regiões frias, as estruturas reforçadas com PRF podem estar sujeitas a ciclos de gelo-degelo. Este tipo de exposição pode provocar micro-fissuras e vazios na matriz polimérica, devido à diferença entre os coeficientes de expansão térmica das fibras e da matriz. Segundo o *fib* (2001), os efeitos de ciclos de gelo-degelo devem sempre ser considerados em estruturas de concreto reforçadas com PRF, já que a interface concreto-PRF não é perfeita e, freqüentemente, podem ser encontrados vazios nesta região. A presença dos vazios pode ser prejudicial, porque a água eventualmente existente no seu interior, ao congelar, sofre um aumento de volume que pode causar danos na interface concreto-PRF.

Uomoto (2001) realizou testes em PRF de carbono, aramida e vidro diretamente imersos em tanques com água submetida a ciclos de gelo-degelo. Os testes mostraram que, após 300 ciclos, os PRF apresentaram uma pequena perda de peso e algumas fibras podiam ser vistas na superfície dos três compósitos. Isto indica que este tipo de ambiente efetivamente causa degradação aos PRF e medidas de proteção são recomendáveis.

2.9 Aplicação como Reforço à Flexão

Existem diversas formas de reforçar uma estrutura de concreto armado à flexão utilizando PRF. A estrutura pode ser reforçada através da colagem de sistemas PRF nas faces tracionadas dos elementos estruturais, ou pela utilização de elementos de protensão, fabricados com PRF, que são conectados ao elemento estrutural por sistemas de ancoragem contra o qual eles reagem, ficando, assim, sem contato direto com a estrutura.

2.9.1 Forma de aplicação

A aplicação de PRF colados com adesivos à base de resina epóxi em elementos de concreto armado começou a ser utilizada como uma técnica de reforço à flexão em meados da década de 80 e, desde então, tem sido usada com sucesso no reforço de pontes e construções em todo o mundo.

A colagem dos sistemas PRF requer alguns cuidados especiais quanto à preparação da superfície que receberá o reforço, que deve ser desgastada para a retirada da nata de cimento

superficial, e deve estar limpa para garantir a aderência do compósito à superfície de concreto. Eventuais imperfeições na superfície do concreto devem ser corrigidas antes da aplicação do reforço, evitando, assim, que uma possível concentração de tensões em pontos localizados possa vir a prejudicar a ação do compósito, que pode ser arrancado do elemento reforçado a partir destes pontos.

Sistemas PRF não devem ser aplicados em substratos de concreto que apresentem sinais de deterioração ou que indiquem que a armadura interna está corroída. Nestes casos, é imprescindível a recuperação do substrato antes da aplicação do sistema de reforço. Machado (2006) recomenda que sistemas PRF não sejam aplicados em substratos de concreto com resistência à compressão inferior à 14MPa. Já o guia de dimensionamento ACI 440.2R-02 (2002), recomenda que estes sistemas não sejam utilizados em substrato de concreto com resistência à tração inferior a 1,4MPa e resistência à compressão inferior à 17MPa.

Testes realizados pela S&P Company, com resultados apresentados no documento *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006) mostram que a melhor opção para preparação da superfície que receberá reforço com PRF é o desgaste da parte superficial de concreto com a utilização de um disco diamantado, de forma que a superfície não apresente rugosidades ou irregularidades ao receber o adesivo.

Estando a superfície pronta para receber o reforço, procede-se à colagem, adotando procedimentos compatíveis com o tipo de PRF que está sendo utilizado. Os laminados de PRF precisam ser limpos antes de receberem o adesivo, que deve ser uniformemente aplicado em sua superfície e, também, na superfície do elemento estrutural que receberá o reforço. Os PRF curados *in situ*, que podem ser tanto *prepregs* quanto *dry fabrics*, são primeiramente pré-impregnados com a formulação adesiva à base de resina epóxi, que servirá como base para formação da matriz do sistema. Os mesmos são, então, aplicados à superfície do elemento estrutural, que também deve receber uma camada de adesivo de baixa viscosidade que penetre nos poros e consolide o substrato. Após o posicionamento do reforço no elemento estrutural, é aplicada uma camada final de adesivo, para cobrir a superfície reforçada.

2.9.2 Dimensionamento

De acordo com o Consórcio ISIS (2003), o dimensionamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRF utiliza o conceito de compatibilidade de deformações e equilíbrio interno de forças, assumindo que a ruptura ocorrerá por esmagamento do concreto após o escoamento do aço da armadura de tração. Para garantir uma adequada ductilidade à estrutura reforçada, deve-se verificar se o aço realmente escoou quando ocorre o esmagamento do concreto. Deve-se verificar, também, se o nível de deformação no reforço não ultrapassa o limite último do PRF, visando evitar rupturas bruscas. Desta forma, pode-se adequar a quantidade de PRF para que o aço da armadura atinja o escoamento antes do esmagamento do concreto. Os coeficientes de redução sugeridos para os PRF variam entre 0,7 e 0,8 para fibras de carbono e entre 0,6 e 0,76 para fibras de vidro.

O dimensionamento do reforço, segundo o ACI 440.2R-02 (2002), é baseado no princípio da compatibilidade de deformações, equilíbrio interno de forças e controle do modo de falha do elemento reforçado. O código recomenda que os elementos de concreto reforçados com PRF devem ter resistência suficiente para suportar certo nível de carregamento sem entrar em colapso caso o PRF seja danificado devido à ação do fogo, vandalismo ou outras causas. As resistências últimas dos PRF são determinadas aplicando-se coeficientes de redução que consideram o tipo de fibra e o tipo de exposição do material a agentes do meio-ambiente. Os menores coeficientes ocorrem quando os elementos reforçados estão localizados em ambientes internos, variado entre 0,75, para as fibras de vidro, 0,85, para as fibras de aramida, e 0,95, para as fibras de carbono. Os coeficientes utilizados nos casos de reforçados localizados em ambientes com exposição externa, como o caso de pontes e garagens abertas, variam entre 0,65, para as fibras de vidro, 0,75, para as fibras de aramida, e 0,85, para as fibras de carbono. Os coeficientes diminuem ainda mais quando a estrutura reforçada está localizada em ambientes considerados agressivos, com presença de água ou elementos químicos. Neste caso, os coeficientes são 0,50, para as fibras de vidro, 0,70, para as fibras de aramida, e 0,85, para as fibras de carbono. Somado a isso, é calculado um fator de redução para limitar a deformação no PRF (k_m), que visa prevenir a ocorrência de rupturas prematuras no reforço. Segundo este critério, a deformação máxima a que o PRF pode estar submetido é inversamente proporcional ao número de camadas ou à espessura do PRF utilizado. O código também recomenda a verificação da ductilidade do elemento reforçado, considerando que

elementos com baixa ductilidade devem ter uma reserva extra de resistência. Assim, são calculados coeficientes de redução que variam de 0,9, para seções dúcteis, a 0,7, para seções frágeis em que o aço não entrou em escoamento, com uma transição linear entre estes dois extremos. Também são verificados limites para fissuração e deflexões através da aplicação de um limite de deformação no aço de $0,8f_y$. Limites máximos de tensão que podem ser aplicados ao PRF para prevenir rupturas por fluência e fadiga também são observados.

O guia de dimensionamento do *Bulletin 14* do *fib* (2001), baseado no princípio da compatibilidade de deformações e equilíbrio interno de forças, considera fatores de segurança que variam de 1,2 até 1,5, dependendo do tipo de fibra utilizada (carbono, aramida ou vidro) e do tipo de PRF aplicado (sistemas pré-impregnados ou curados *in situ*). O documento ainda recomenda a utilização de um fator de segurança de 1,5 para a tensão de tração e resistência ao cisalhamento do concreto. O modo de ruptura ideal, segundo o *fib*, seria esmagamento do concreto e ruptura à tração do reforço ocorrendo simultaneamente. Entretanto, devido ao uso dos coeficientes de redução, na prática, o dimensionamento dos elementos reforçados fará com que a ruptura ocorra por escoamento do aço, seguida pelo esmagamento do concreto se não ocorrer ruptura prematura do reforço. A verificação da ductilidade é feita de acordo com as especificações do *Eurocode 2*. Também são verificados limites para fissuração, deflexões e tensões nos materiais.

Em 1982, pesquisadores do EMPA, na Suíça, aplicaram PRFC no reforço à flexão de mais de 70 vigas de concreto armado com vãos entre 2 e 7 metros. Estes estudos preliminares indicaram que as vigas reforçadas com PRFC apresentavam menores aberturas de fissuras e tinham sua capacidade de carga aumentada, em média, 32% em relação às vigas não reforçadas. Entretanto, os diagramas carga *versus* deslocamento registrados não mostraram incrementos significativos de rigidez nas vigas reforçadas e, além disso, foram observadas rupturas consideradas prematuras, com arrancamento do PRF das vigas de concreto antes do esgotamento da sua capacidade resistente. Resultados como estes indicaram a necessidade de ancoragens adicionais para evitar os problemas de descolamento prematuro (*peeling-off*).

Os processos atuais de dimensionamento determinam a necessidade de reforço ao cisalhamento e ancoragens especiais nas extremidades do reforço a partir da análise das tensões de cisalhamento atuantes. A necessidade de reforço estrutural em um elemento de concreto armado está relacionada, na maioria das vezes, com um incremento no nível de carregamento do elemento, que pode resultar em uma elevada concentração de tensões de cisalhamento nas extremidades do reforço.

O guia de dimensionamento à flexão de elementos de concreto reforçados com PRF colados ACI 440.2R-02 (2002) recomenda a verificação da necessidade de ancoragem adicional, através da verificação da capacidade do elemento reforçado de resistir ao acréscimo de tensões de cisalhamento. O guia recomenda, ainda, que, quando o incremento de esforço cortante é superior a 67% do esforço cortante resistido pelo concreto, seja também dimensionado um reforço ao cisalhamento para o elemento reforçado à flexão.

Documentos como o *Bulletin 14* do *fib* (2001) e a norma suíça SIA 166 (2004) recomendam a verificação do comprimento de ancoragem necessário ao elemento de reforço para que não ocorram rupturas prematuras no elemento reforçado devido ao acréscimo de tensões de cisalhamento. Quando o comprimento de ancoragem não é suficiente, deve-se providenciar a ancoragem das duas extremidades dos elementos de reforço, que pode ser realizada com cortes na estrutura de concreto ou com a utilização de sistemas de ancoragem adicionais. A ancoragem adicional pode ser solucionada com a aplicação de placas de alumínio na extremidade do reforço, como mostra a Figura 2.6 (a), técnica ideal para o caso de reforço em lajes de concreto armado. Problemas de ancoragem são também freqüentemente solucionados pela colagem de uma ou mais camadas de fibra em forma de U na extremidade do reforço, como pode ser observado na Figura 2.6 (b).

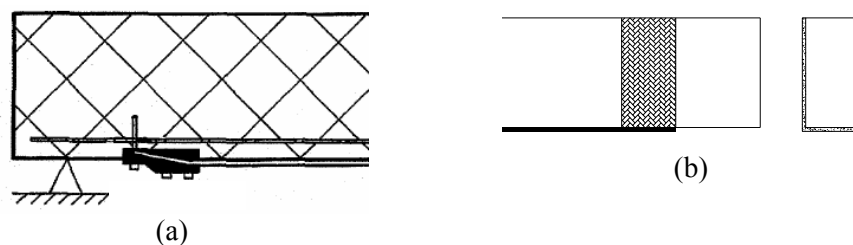


Figura 2.6 – Sistemas de ancoragem: (a) Ancoragem com placa de alumínio adicionada na extremidade do reforço [S&P, 2006]; (b) Ancoragem em U pela colagem de uma camada de PRF na extremidade do reforço.

O *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006) recomenda que, mesmo que as verificações quanto à capacidade resistente ao cisalhamento do elemento reforçado indiquem

que a armadura transversal existente e o concreto são suficientes, a estrutura reforçada com PRF deve receber reforço ao cisalhamento mínimo, de acordo com a *German General Approval* (2003), quando o concreto sozinho não resistir ao incremento de esforço cortante. O reforço ao cisalhamento mínimo pode ser executado na forma de laços que são executados em U, como mostrado na Figura 2.7.



Figura 2.7 – Exemplo de reforço ao cisalhamento sugerido pelo *Design Guide Line for S&P FRP Systems* [S&P, 2006].

A execução de um reforço pela colagem de PRF em estruturas de concreto requer, ainda, que a resistência à tração do substrato seja analisada, através de testes de arrancamento mecânico, para que se verifiquem suas reais condições de receber o reforço. Machado (2006) salienta que a tensão de tração do substrato obtida deve ser, no mínimo, igual a 1,4MPa, e recomenda a realização de testes de arrancamento mecânico nos laminados para verificar a eficiência da colagem. A Figura 2.8 (a) mostra o *deck* da Ponte Oberriet, na divisa entre Áustria e Suíça, que foi reforçada, em 1996, através da colagem de laminados de fibra de carbono. Observa-se na Figura 2.8 (b) os pontos onde foram realizados os testes de arrancamento dos laminados nesta estrutura. Para viabilizar este controle, foram coladas faixas de laminados extras não previstas no dimensionamento.

Beber (1999), em uma das primeiras aplicações brasileiras do sistema PRF colado externamente, reforçou vigas de concreto armado com diferentes números de camadas de tecidos de fibra de carbono pré-impregnados. O estudo comprovou que a eficiência do reforço não é proporcional ao número de camadas de fibra aplicadas. O aumento do número de camadas de fibras exige sistemas de ancoragem especiais devido às elevadas concentrações de tensões de cisalhamento na extremidade do reforço. Além disso, o aumento do número de camadas de fibras representa um aumento significativo no custo do reforço, sendo que as respostas, em termos de cargas de ruptura e incrementos de rigidez, são, na maioria das vezes,

incompatíveis com o investimento necessário, resultando em relações custo-benefício não atraentes.

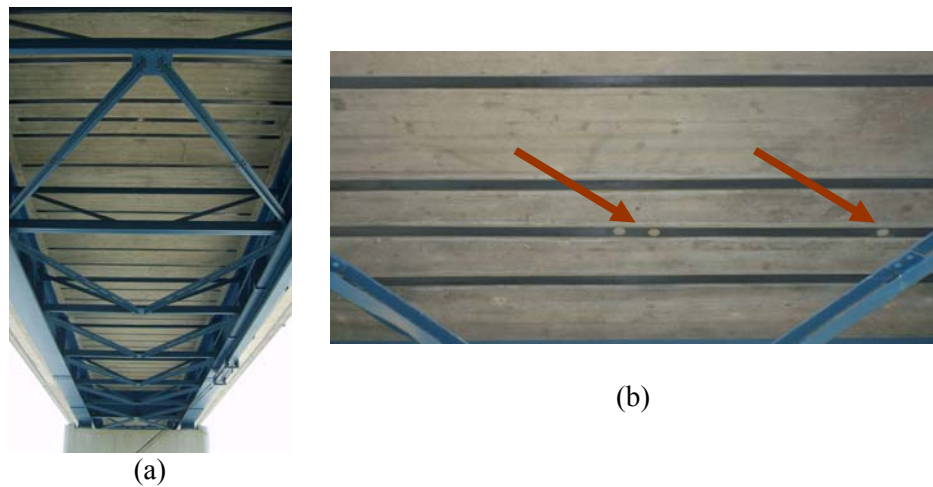


Figura 2.8 – Teste de arrancamento realizado em uma ponte de concreto armado reforçada com laminados de PRFC: (a) Vista do deck da ponte; (b) Detalhe dos pontos em que foram realizados os testes de arrancamento.

Segundo Wight et al. (2001), embora a aplicação de sistemas PRF colados externamente nas faces tracionadas de vigas de concreto armado colabore para o aumento da resistência última das vigas, não são observadas mudanças significativas no comportamento das vigas quanto à carga de fissuração e sob cargas de serviço. Segundo El-Hacha (2000), PRF colados nas faces tracionadas de vigas de concreto armado podem ser considerados efetivos somente para suportar as cargas acidentais que atuam nas vigas, não sendo efetivos para suportar as cargas permanentes. Entretanto, segundo El-Hacha et al. (2004), a aplicação de sistemas PRF colados na face tracionada de elementos estruturais danificados aumenta a resistência à flexão destes elementos, não ficando descartadas rupturas prematuras devido ao comportamento mais frágil apresentado pelos elementos reforçados com sistemas PRF.

2.9.3 Modos de Ruptura

Segundo Hollaway (1993), a anisotropia dos materiais compósitos causa um complexo mecanismo de ruptura, que pode se caracterizar por extensivos danos nos compósitos quando submetidos a carregamentos estáticos ou cíclicos. Os níveis de danos causados, entretanto, dependem das propriedades dos materiais formadores dos compósitos e do tipo de carregamento aplicado.

Modos de ruptura clássicos em estruturas de concreto reforçadas com PRF incluem a ruptura por esmagamento do concreto à compressão, escoamento do aço ou esgotamento da resistência à tração do PRF, e podem ser assim detalhadas, segundo Triantafillou & Plevris (1992):

- Ruptura do concreto à compressão: quando espessura do PRF e/ou a taxa de armadura são elevadas, o esmagamento do concreto ocorre antes do escoamento do aço e a ruptura à tração do PRF.
- Escoamento do aço seguido por ruptura à compressão do concreto: quando o PRF apresenta uma espessura considerável e a taxa de armadura é pequena, ocorre o escoamento do aço e, em seguida, a ruptura do concreto por esmagamento.
- Escoamento do aço seguido por ruptura à tração do PRF: quando a taxa de armadura e a espessura do PRF não são elevadas, pode ocorrer o escoamento do aço seguido por ruptura à tração do PRF.

Meneghetti (2006) pondera que vários modos de ruptura prematuros estão associados à perda de aderência entre o concreto e compósito, ressaltando que a aderência é um aspecto fundamental para garantir o adequado comportamento da estrutura reforçada.

Recentes estudos de Teng et al. (2003) relacionam outros possíveis modos de ruptura prematuros: descolamento interfacial no extremo do reforço, descolamento interfacial induzido por fissuras de flexão intermediárias e descolamento interfacial induzido por fissuras de cisalhamento/flexão intermediárias. Segundo os autores, as rupturas prematuras podem estar associadas a dois fatores:

- As altas tensões de interface que surgem nas zonas próximas à extremidade do reforço e ocasionam o chamado *peeling-off*.
- As fissuras de flexão ou flexão-cisalhamento fora da extremidade do reforço, como mostra a Figura 2.9.



Figura 2.9 – Ruptura do PRF devido a movimentações diferenciais nas bordas de fissuras de flexão.

O comportamento de ruptura de elementos de concreto reforçados com PRF, em especial as rupturas como a da Figura 2.9, e os efeitos dos esforços de tração que surgem em pontos localizados nas bordas de fissuras motivaram as investigações de Meneghetti (2006). A autora salienta que é fundamental entender como se processam os mecanismos de ruptura prematuros em estruturas de concreto armado reforçadas com PRF. Somente a partir deste conhecimento, será possível estabelecer parâmetros e procedimentos de dimensionamento confiáveis, que permitam definir com segurança quais as tensões admissíveis em estruturas reforçadas submetidas a carregamentos estáticos e cíclicos.

Quando a estrutura reforçada está submetida a carregamentos cíclicos, os modos de ruptura citados anteriormente, aparentemente, passam a ser secundários, pois a falha da estrutura passa a ser definida, preferencialmente, pela ruptura prematura, por fadiga das barras de aço da armadura longitudinal de tração. Meier U. (1995) demonstrou que as barras aço da armadura longitudinal de tração de vigas de concreto armado geralmente rompem antes que o reforço, conforme pode ser observado na Figura 2.10, que mostra as barras de aço rompidas em uma viga de concreto armado que foi inspecionada após a ruptura em um teste de fadiga. O autor não descarta, todavia, a possibilidade de que carregamentos cíclicos sejam, potencialmente, capazes de gerar rupturas prematuras na resina ou no adesivo, trazendo efeitos negativos nas interfaces concreto-adesivo e adesivo-PRF.



Figura 2.10 – Resultado de inspeção em viga de concreto armado após ruptura em teste de fadiga.

Segundo Ferrier et al. (2005), o desempenho e a durabilidade de uma estrutura reforçada com PRF, quando submetida a carregamentos cíclicos, dependem não só do comportamento à fadiga do PRF, mas também do comportamento da interface concreto-adesivo e adesivo-PRF. O autor reforça a importância da análise destes materiais quando submetidos a carregamentos cíclicos, salientando que o tabuleiro de uma ponte de concreto localizada em uma auto-estrada experimental, no mínimo, 58×10^8 ciclos de carga, com intensidades variadas, durante uma vida útil de 40 anos.

Segundo Nanni (2003), existem algumas questões relativas a este tipo de reforço que deveriam ser mais investigadas, como o comportamento da interface concreto-PRF sob diferentes esforços, as rupturas prematuras e o dimensionamento dos sistemas de ancoragem. O autor considera necessário, ainda, uma melhor caracterização das propriedades e espessuras recomendadas das camadas de resina ou adesivo, de eventuais efeitos de zonas danificadas e de problemas na superfície do substrato.

2.9.4 Possibilidades de Avanço

Em 2001, Meier U. comentou que a funcionalidade e as propriedades mecânicas oferecidas pelos PRF deveriam ser mais bem aproveitadas, já que estes materiais possuem custo relativamente alto. O autor ressaltou que não se pode aceitar que a utilização da resistência à tração dos PRF se restrinja a somente 10-15% de sua capacidade, como no caso de alguns sistemas colados externamente.

Nesse sentido, visando contribuir para a evolução da técnica de reforço com PRF, o Capítulo 3 aborda questões relativas a alternativas que possibilitem um melhor aproveitamento dos sistemas PRF empregados no reforço à flexão de estruturas, seja no que diz respeito à utilização do tipo de PRF mais indicado para cada situação ou a uma melhor utilização da sua capacidade de resistência à tração.

A primeira questão abordada no Capítulo 3, sobre a possibilidade de variação do tipo de fibra formadora do PRF, visa identificar as potencialidades e deficiências dos sistemas de reforço formados pelas diferentes fibras através de uma análise comparativa.

O estudo da possibilidade de protensão dos PRF, visando um melhor aproveitamento da resistência à tração do material de reforço, é a segunda questão abordada no Capítulo 3. Estudos desenvolvidos inicialmente por Triantafillou e Deskovick (1991) e Deuring (1993), seguidos por Quantrill & Hollaway (1998), El-Hacha (2000), Meier et al. (2001) e Wight et al. (2001), evidenciaram que a protensão pode solucionar muitos problemas encontrados nos sistemas colados externamente, embora os elaborados sistemas de ancoragem eventualmente necessários muitas vezes dificultem a execução do reforço e elevem o custo do sistema.

Capítulo 3

Análise de Alternativas que Possibilitem um Melhor Aproveitamento dos Sistemas PRF Empregados no Reforço à Flexão de Estruturas de Concreto Armado

3.1 Considerações Iniciais

Após a discussão das principais características dos sistemas PRF atualmente empregados no reforço de estruturas de concreto armado realizada no capítulo anterior, são analisadas, neste capítulo, algumas alternativas que visam impulsionar o desenvolvimento da técnica de reforço de estruturas de concreto armado com sistemas PRF, tornando-a mais eficiente técnica e economicamente.

3.2 Alternativas Analisadas

Como discutido no Capítulo 1, apesar dos inúmeros desenvolvimentos positivos em relação à utilização de PRF em estruturas civis, considera-se que existem várias alternativas, ainda pouco exploradas, que poderiam ser desenvolvidas no sentido de proporcionar uma utilização mais eficiente dos compósitos utilizados para reforço de estruturas de concreto armado.

Uma alternativa interessante seria a variação da matriz formadora do compósito, de termofixa para termoplástica, como uma forma de diminuir os custos de fabricação destes produtos, tornando-os, assim, cada vez mais competitivos. Nesse sentido, a utilização de porcentagens adequadas de diferentes fibras em um mesmo compósito também se mostra uma alternativa interessante, na medida em que permite a criação de compósitos com propriedades diferenciadas, que se adaptem a necessidades diversas.

Com relação aos adesivos utilizados para colar certos tipo de PRF ao substrato de concreto, a utilização de Filmes Termo-Ativados ou *Heat Activated Films*⁴ (HAF), que se caracterizam por possuírem elevada T_g , poderia ser atraente no sentido de otimizar processos de cura dos adesivos, o que, geralmente, é conseguido com a elevação da temperatura durante o processo de cura. Ensaio preliminares realizados pela autora deste trabalho no EMPA mostram que esta é uma vertente promissora mas que ainda demanda estudos mais aprofundados.

Outra promissora vertente de desenvolvimento na área de reforços com PRF é a possibilidade de integração de sensores ópticos às estruturas reforçadas, que possibilitaria o acompanhamento contínuo do desempenho dos materiais envolvidos, com inúmeras possibilidades de transmissão de dados a partir do local onde os sensores estão instalados. A técnica de multiplexação permite ainda a construção de vários sensores em um único cabo de fibra óptica, possibilitando o monitoramento contínuo de diversos pontos da estrutura com a utilização de apenas um cabo de fibra óptica. Ensaio exploratórios com esta técnica foram realizados pela autora, com apoio da equipe do Professor Artur Braga, da PUC-RJ, que desenvolveu um método para fabricação de sensores desse tipo. Apesar dos bons resultados, a fragilidade dos sensores e a necessidade de equipamentos específicos para leitura dos dados levaram à decisão de postergar a análise desta alternativa para estudos futuros [Garcez, 2006].

Além das alternativas descritas acima, duas outras podem ser consideradas como muito promissoras e maduras, e foram selecionadas como foco principal deste trabalho: o emprego de diferentes fibras para fabricação do compósito e a aplicação de protensão nos elementos de reforço. As alternativas estão explicitadas a seguir e serão analisadas mais detalhadamente ao longo deste capítulo.

3.2.1 Emprego de diferentes fibras para fabricação do compósito

Como enfatizado no Capítulo 2, a grande maioria dos PRF aplicados na construção civil é fabricada com fibras de carbono, que apresentam elevados valores de módulo de elasticidade e resistência à tração. Pode-se admitir que um dos principais impedimentos para a consolidação da utilização dos sistemas PRFC diz respeito, justamente, ao custo das fibras de carbono, que, no Brasil, pode chegar a US\$ 50,00/m². As fibras de vidro, por outro lado,

⁴ Designação internacional para Filmes Ativados com Temperatura (FAT).

possuem um custo muito mais acessível (cerca de US\$ 10,00/m²) e poderiam, portanto, ser uma alternativa interessante para a produção de reforços de custo mais baixo, adequados a situações onde requisitos relacionados à rigidez sejam mais modestos. Já as fibras de aramida, além de possuírem um custo intermediário (em torno de US\$ 24,00/m²), apresentam vantagens principalmente em termos de resistência ao impacto, o que pode favorecer sua utilização em determinadas situações. Considera-se, por estas razões, que seria importante iniciar estudos comparativos que avaliassem o desempenho relativo de reforços com diferentes fibras, submetidos a condições de ensaio similares e aplicados a estruturas calculadas de acordo com as normas brasileiras. Cabe lembrar que a coleta de dados sobre o desempenho de diferentes fibras é importante, ademais, porque a tendência atual envolve o desenvolvimento de sistemas híbridos, com mais de uma fibra. A combinação de diferentes fibras, realizada com o intuito de aumentar a ductilidade das estruturas reforçadas com PRF, demanda o conhecimento do comportamento de cada uma das fibras.

3.2.2 Aplicação de protensão nos elementos de reforço

Outra questão importante diz respeito ao problema da eficiência do reforço, enfatizado no item 2.9. Normalmente, em situações reais, o reforço é aplicado em estruturas já deformadas, das quais não é possível retirar todo o carregamento e que provavelmente já estão fissuradas. Nestas condições, é comum que o PRF seja aplicado mas não seja colocado em carga. A aplicação de PRF protendidos, colados externamente, permite que se faça um melhor uso da capacidade resistente do reforço, já que o PRF é colocado em carga no momento da aplicação do reforço e esforços de compressão são introduzidos no concreto, colaborando para retardar sua fissuração, o que pode causar a ruptura prematura do reforço, como aponta Meneghetti (2006). Além disso, em comparação com os PRF não-protendidos, a protensão proporciona os mesmos níveis de resistência com áreas bem menores de PRF, o que significa uma economia significativa de materiais, já que a resistência à tração do PRF é mais bem utilizada. Os benefícios dos sistemas PRF protendidos em termos de ductilidade, comportamento à fadiga e possível eliminação de rupturas prematuras são questões que atualmente impulsionam as pesquisas relativas ao tema.

3.3 Análise Comparativa das Características das Fibras de Carbono, Vidro e Aramida

Como discutido no item anterior, a primeira possibilidade de avanço considerada neste trabalho consiste no estudo do efeito da utilização de diferentes fibras para constituição de reforços com diferentes características, adaptados a condições distintas. A seguir, apresentam-se dados sobre cada uma destas fibras e comparações sobre seu desempenho e propriedades.

3.3.1 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Carbono

Diversas razões fazem das fibras de carbono uma das melhores alternativas para formação de compósitos estruturais de reforço:

- Possuem uma elevada taxa resistência-peso, podendo ser cinco vezes mais leves que o aço, com resistências à tração 8 a 10 vezes mais altas.
- Apresentam o mais alto módulo de elasticidade específico e resistência à tração específica dentre as fibras utilizadas para produzir PRF. Desta forma, proporcionam boa rigidez ao sistema de reforço, constituindo-se em uma opção adequada para estruturas sensíveis a incrementos de peso e deflexões.
- Seu comportamento frente à fadiga pode ser considerado excelente, fato que pode ser fundamental em aplicações com cargas cíclicas.
- Não são afetadas por solventes, ácidos e bases, à temperatura ambiente. Quando submetidas a elevadas temperaturas, são capazes de manter seu módulo de elasticidade e resistência à tração. Entretanto, oxidam e se degradam quando submetidas a altas temperaturas.
- São imunes à corrosão e, especialmente, ao fenômeno da fadiga estática. Podem, portanto, ser aplicadas em ambientes marinhos, sem prejuízos à durabilidade do sistema.
- Seu coeficiente de expansão térmica é baixo (aproximadamente zero, na direção longitudinal ao eixo das fibras).

- A resistência elétrica das fibras de carbono depende da deformação aplicada, e elas são inertes eletromagneticamente.

Outra questão importante sobre a fibra de carbono diz respeito ao seu custo. Segundo Hancox e Mayer (1994), os elevados custos de produção se devem, principalmente, ao processamento a elevadas temperaturas. Quanto mais alto o módulo de elasticidade das fibras, melhor deve ser o alinhamento das fibras e mais elevado é o custo de produção do compósito. Meier (2002) salienta, todavia, que há vinte e cinco anos, o custo das fibras de carbono representava 2/3 do custo de produção do compósito. Hoje em dia, o custo das fibras de carbono representa apenas 1/3 do custo do compósito, o que significa que o custo de produção destes materiais está começando ser influenciado mais pelo custo da matriz do que pelo custo das fibras. Apesar dessa tendência, considera-se que o emprego de outras fibras ainda se constitui em uma alternativa atraente para aumentar a competitividade dos PRF em situações onde os requisitos de desempenho não são tão exigentes, como já discutido.

3.3.2 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Aramida

Mecanicamente, as fibras de aramida apresentam elevada resistência à tração, no sentido longitudinal às fibras. São conhecidas, ainda, por sua tenacidade e resistência ao impacto e à abrasão. Além disso, fibras de aramida possuem boa resistência a degradações químicas e são relativamente inertes na maioria dos solventes, embora ácidos e bases fortes possam degradá-las [Callister, 2004]. Entretanto, as fibras de aramida são susceptíveis à degradação por exposição à radiação ultravioleta e sensíveis à deformação lenta.

Uma importante vantagem da utilização das fibras de aramida é o seu comportamento menos frágil na ruptura, se comparado com fibras de carbono e vidro, o que torna as rupturas não-catastróficas. Embora todas as fibras de interesse para fabricação de PRF sejam classificadas como materiais frágeis, as fibras de aramida apresentam um comportamento menos frágil que as fibras de carbono e vidro.

Como discutido no Capítulo 2, as fibras de aramida possuem rigidez intermediária entre as fibras de carbono e vidro. Entretanto, segundo o Consórcio ISIS (2003), são mais sensíveis à

fadiga, por serem suscetíveis a danos causados por um processo chamado desfibrilação, que eventualmente pode facilitar as rupturas por fadiga.

3.3.3 Vantagens e Desvantagens das Fibras de Vidro

As fibras de vidro são um dos materiais mais versáteis conhecidos e utilizados industrialmente. Devido ao baixo custo, essas fibras são largamente utilizadas na manufatura de componentes estruturais, placas de circuitos impressos e em uma enorme gama de produtos destinados especificamente para certas utilizações [Wallenberger et al., 2005].

Devido ao seu baixo módulo de elasticidade, as fibras de vidro não proporcionam a rigidez necessária em certas aplicações estruturais, tais como o emprego em partes de aeronaves e pontes. Entretanto, são largamente utilizadas na fabricação de partes de automóveis e em aplicações onde as grandes deflexões, resultantes do seu baixo módulo de elasticidade, podem ser toleradas.

No caso específico dos reforços de estruturas de concreto, não é recomendada a utilização de fibras de vidro de baixo custo, do tipo E, devido à sua baixa resistência a álcalis. O eventual contato com o concreto poderia, portanto, acarretar em danos à fibra. Tendo em vista que o compósito é aplicado externamente e que a fibra se encontra, em geral, envolta pela matriz polimérica, este tipo de ocorrência é muito rara.

O baixo desempenho à fadiga das fibras de vidro é atribuído à baixa rigidez destas fibras, que resulta em uma menor transferência de tensões e em uma maior exposição da matriz a grandes tensões e deformações. Segundo o boletim ACI 440.4R-04 (2004), não é possível se definir um limite exato à fadiga para fibras de vidro e, além disso, condições do meio ambiente têm papel fundamental no comportamento à fadiga dessas fibras, devido à sua susceptibilidade à umidade, álcalis e soluções ácidas.

No caso particular dos PRFV, os níveis de tensão sob carga constante devem ser severamente observados, devido à susceptibilidade das fibras de vidro à fadiga estática. Neste caso, as fibras, submetidas a carregamentos de tração constantes ao longo do tempo, rompem com níveis de tensão muito inferiores aos observados em testes estáticos. Diversos autores têm investigado os efeitos da fadiga estática em PRFV, com medições do tempo até a ruptura. Alguns resultados experimentais apresentados por Magid et al. (2003), Khennane e Mechers

(2003), Lesko et al. (2001) e Bogner e Pretzer (2004), estão plotados na Figura 3.1 e podem ser comparados com uma curva de referência apresentada por Meier U. (2002).

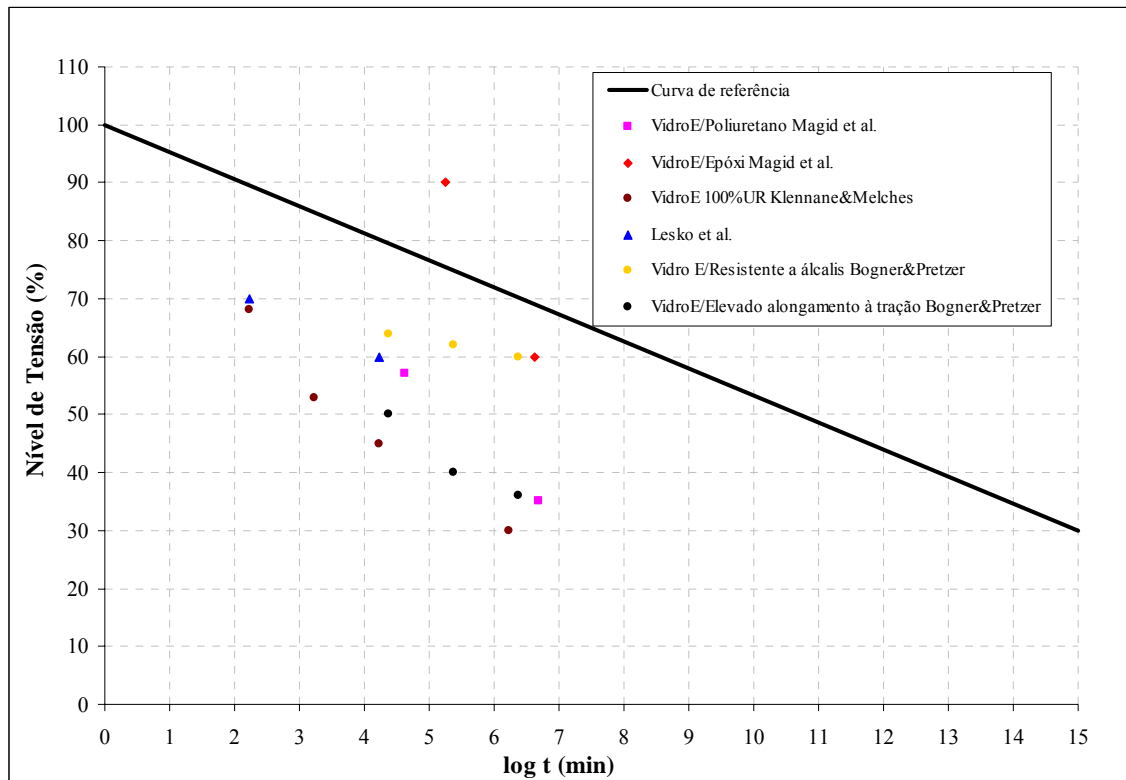


Figura 3.1 - Tempo até a ruptura de PRFV submetidos a diferentes níveis de tensão.

A reta apresentada por Meier U. (2002), típica de fenômenos de fadiga, presume a existência de uma relação linear bem definida entre a taxa de carregamento aplicado, estabelecida em relação à resistência de tração última de curto-prazo, e o logaritmo do tempo até a ruptura. Desta forma, quando são aplicadas altas taxas de carregamento, que provocam maiores níveis de deformação, os PRFV rompem mais cedo, nas primeiras horas de carregamento. Assim, um PRFV submetido a um carregamento constante de 70% da sua resistência à tração a curto-prazo irá falhar, devido à fadiga estática, em aproximadamente 3,8 anos. A curva de referência mostra que decréscimos de cerca de 5% nos níveis de tensão causam extensões da ordem de dez anos na vida útil à fadiga.

Na figura pode-se observar que a maioria dos dados experimentais analisados estão abaixo da curva de referência, o que significa que os tempos até a ruptura para estas amostras foram

menores que os previstos por Meier U. (2002). Esta análise confirma a susceptibilidade dos PRFV ao fenômeno da fadiga estática e indica que os limites para os níveis de tensão aplicada devem ser rigorosamente respeitados.

É importante destacar que os dados experimentais apresentados na figura foram obtidos através de ensaios conduzidos com PRFV fabricados com diferentes matrizes. Alguns dados experimentais foram obtidos por meio de ensaios acelerados, a diferentes temperaturas, e foram transformados para temperatura ambiente (20°C) pela Equação de Arrhenius, possibilitando, assim, uma comparação. Pela equação de Arrhenius, observa-se que a velocidade de uma reação química aumenta com o aumento da temperatura. De forma geral, pode-se dizer que, para temperaturas que não variam significativamente da temperatura ambiente, um aumento de 10°C na temperatura praticamente dobra os valores de velocidade de reação [Chemguide, 2006].

Maiores detalhes sobre os testes que originaram os dados mostrados na figura podem ser encontrados na Tabela 3.1.

Tabela3.1 – Testes de fadiga estática em PRFV.

Autor	Tipo de PRFV	Características dos testes
Magid et al.	vidro do tipo E / matriz de poliuretano	temperatura ambiente (20°C)
	vidro do tipo E / matriz de poliuretano	50°C
	vidro do tipo E / matriz epóxi	temperatura ambiente (20°C)
	vidro do tipo E / matriz epóxi	50°C
Khennane e Melches	-	ambiente aquoso (100% de umidade relativa), temperatura ambiente (20°C)
Lesko et al.	-	Temperatura ambiente
Bogner&Pretzer	vidro do tipo E / matriz resistente a álcalis	40°C
	vidro do tipo E / matriz com alto alongamento à tração	40°C

O tempo decorrido desde o início do carregamento até a falha por fadiga estática depende, segundo Audenaert et al. (2001), de dois fatores: a taxa de carregamento aplicado, em relação à resistência de tração a curto-prazo, e o meio ambiente. Assim, elevadas temperaturas, radiação ultravioleta, alcalinidade e condições climáticas podem danificar as fibras e influenciarão na susceptibilidade dos PRF à ruptura por fadiga estática. Entretanto, muitas

vezes, a fadiga estática não representa uma diminuição na resistência a curto-prazo. Fibras sujeitas a carregamentos que podem causar ruptura por fadiga estática apresentarão redução de resistência somente em um curto espaço de tempo antes de uma eventual ruptura.

3.3.4 Comparação de Propriedades Básicas das Fibras

A geração de alternativas de materiais para usos específicos é uma tendência cada vez maior na indústria mundial. Como observa Sánchez (2001), a diversidade de produtos compósitos tende a aumentar, pois é um reflexo do aprimoramento da tecnologia de fabricação desses produtos e das pesquisas na área. A questão, portanto, passa a ser uma análise de custo-benefício para cada utilização específica, que permita definir qual a fibra mais adequada para determinada finalidade.

A Tabela 3.2 contém alguns valores característicos das propriedades básicas das fibras de alto desempenho mais utilizadas na formação de PRF aplicados como reforço estrutural de estruturas de concreto armado.

Tabela 3.2 - Propriedades de fibras de carbono, aramida e vidro [ACI 440.2R-02, 2002].

Fibra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à Tração (GPa)	Deformação Última (%)
Carbono			
Uso geral	220 - 240	2,05 - 3,79	> 1,2
Resistência Elevada	220 - 240	3,79 - 4,82	>1,4
Resistência Ultra-Elevada	220 - 240	4,82 - 6,20	>1,5
Módulo Elevado	340 - 520	1,72 - 3,10	>0,5
Módulo Ultra-Elevado	520 - 690	1,38 - 2,40	>0,2
Aramida			
Uso geral	69 - 83	3,44 - 4,14	>2,5
Elevada Performance	110 - 124	3,44 - 4,14	>1,6
Vidro			
Vidro - E	69 - 72	1,86 - 2,68	>4,5
Vidro - S	86 - 90	3,44 - 4,14	>5,4

Observa-se, na tabela, que as fibras de carbono apresentam, em geral, módulos de elasticidade mais elevados, que podem variar entre 220GPa e 690GPa. As fibras de aramida possuem

módulos de elasticidade intermediários entre as fibras de vidro e as fibras de carbono. Cabe ressaltar que, como discutido no Capítulo 2, o módulo de elasticidade do compósito não depende somente das características da fibra, sendo uma soma dos módulos de elasticidade da matriz e da fibra multiplicados pelas respectivas porcentagens em volume de cada material. As fibras de vidro, por apresentarem módulos de elasticidade inferiores, tendem a ser mais deformáveis que as fibras de carbono e aramida, o que restringe sua utilização em certas aplicações, como já discutido. As fibras de carbono são as únicas que superam o módulo de elasticidade do aço, em geral 210GPa.

A Tabela 3.3 apresenta uma comparação qualitativa entre fibras de carbono, aramida e vidro, onde as fibras são classificadas de acordo com sua aplicabilidade em compósitos do tipo PRF, suas propriedades mecânicas e físicas e sua durabilidade frente a ações do meio-ambiente.

Tabela 3.3 – Comparação entre fibras utilizadas na formação de PRF aplicados no reforço de estruturas de concreto armado.

Critério	Significância	Carbono	Aramida	Vidro E
Resistência à tração	***	4	4	3
Resistência à compressão	*	4	1	3
Módulo de elasticidade / Rigidez	***	4	3	2
Ductilidade	***	2	3	2
Resistência à fadiga	**	4	1	2
Deformação lenta/Carregamento constante	***	4	2	1
Resistência ao impacto	*	3	4	3
Coeficiente de expansão térmica	**	3	3	2
Resistência à radiação ultravioleta	*	4	2	4
Resistência à umidade	**	4	2	2
Elevadas temperaturas (80°C)	**	4	4	4
Resistência à corrosão	**	4	4	3
Resistência a álcalis	***	4	4	1
Resistência a ciclos gelo-degelo	*	4	4	4
Propriedades elétricas	*	4	4	4
Custo	***	2	3	4
Média ponderada		3,55	3,03	2,52

As análises foram realizadas com base nas observações relativas às características das fibras, apresentadas no Capítulo 2, e nas considerações sobre a utilização de cada tipo de fibra, realizadas nas seções anteriores, e pontuam cada critério com valores que variam em muito bom (4), bom (3), suficiente (2) e inadequado (1). O critério de significância é baseado na importância do critério quando o PRF é aplicado no reforço de estruturas de concreto armado

e varia em muito importante (***) , importante (**) e menos importante (*). A seguir, discute-se a significância de cada resultado.

Resistência à Tração

A utilização de PRF no reforço à flexão de vigas de concreto armado demanda que estes materiais apresentem adequada resistência à tração, como discutido no Capítulo 2. Pelos dados mostrados na Tabela 3.1, pode-se concluir que, mesmo que a resistência à tração das fibras de vidro do tipo E seja inferior à das fibras de carbono e aramida, sua utilização ainda pode ser indicada em situações onde a demanda de resistência no reforço seja compatível com suas características.

Resistência à Compressão

Como comentado no Capítulo 2, as fibras de aramida apresentam um comportamento não linear à compressão em níveis de tensão relativamente baixos, o que indica que a resistência à compressão axial de polímeros à base de fibra aramida equivale a apenas 20% de sua resistência à tração. Portanto, se, por algum motivo, um elemento estrutural reforçado com PRFA for submetido a tensões de compressão, seu desempenho será muito inferior ao de um elemento estrutural reforçado com PRFC ou PRFV. Isso, em tese, desfavorece a fibra aramida, mas a significância deste item depende da forma de funcionamento do compósito na estrutura.

Rigidez

Grande parte dos elementos estruturais que necessitam reforço exige materiais que apresentem elevada rigidez, que pode ser obtida com a utilização de materiais de elevado módulo de elasticidade, como os polímeros de fibra de carbono. Devido ao baixo módulo de elasticidade, os PRFV são indicados somente para reforços de elementos estruturais que aceitem maiores deformações.

Ductilidade

PRF de fibra aramida aplicados em estruturas de concreto armado resultam em estruturas que apresentam maior capacidade de rotação plástica antes da ruptura, o que pode ser utilizado como um indicativo de ductilidade. Este desempenho, muitas vezes, não se manifesta em estruturas reforçadas com PRF de carbono e vidro, devido ao comportamento mais frágil desses materiais.

Resistência à Fadiga

O comportamento dos PRFA quanto à fadiga, não é adequado devido à sensibilidade das fibras a danos causados pelo processo de desfibrilação, que, eventualmente, leva a rupturas por fadiga. Além disso, a baixa resistência à compressão também pode influenciar no seu comportamento quando submetida a carregamentos cíclicos. A rigidez das fibras de carbono favorece seu excelente desempenho quanto à fadiga, o que não acontece com as fibras de vidro, que apresentam módulo de elasticidade inferior aos das outras fibras.

Deformação lenta

Como discutido no Capítulo 2, a deformação lenta em estruturas reforçadas com PRF é significativa apenas quando os PRF são submetidos a elevados níveis de tensão. O fenômeno da deformação lenta não afeta os PRF de fibra carbono mantidos em níveis de tensão de até 50% da sua resistência última. Níveis máximos de 20% são recomendados para os PRFV, que são bastante susceptíveis ao fenômeno da fadiga estática discutido anteriormente. Os PRF de aramida apresentam um comportamento intermediário entre os formados com fibras de vidro e carbono.

Resistência ao impacto

A resistência ao impacto de um PRF tende a ser mais elevada, quando este é formado com fibras de aramida, em relação aos formados com fibras carbono e vidro. Entretanto, deve-se observar que a combinação de um PRF fabricado com matriz polimérica termoplástica, sob baixas temperaturas, submetido a cargas de impacto, pode, como comentado no Capítulo 2, resultar em um comportamento frágil, que vai se tornando mais dúctil à medida que a temperatura vai aumentando. A fabricação de PRF híbridos, que combinam fibras de aramida

com fibras de vidro ou de carbono, tende a fornecer resultados que superam a resistência ao impacto dos compósitos formados somente com a utilização das fibras de carbono e vidro.

Expansão térmica

Embora os coeficientes de expansão térmica das resinas e dos adesivos também devam ser considerados quando se avalia a aplicação de um PRF em estruturas de concreto, PRF de fibra de vidro parecem ser mais adequados à utilização nestas estruturas, devido à similaridade nos coeficientes de expansão térmica das fibras de vidro e do concreto. Entretanto, como discutido no Capítulo 2, recomendações do código ACI 440.2R-02 (2002) indicam que a aderência dos PRF ao substrato de concreto começa a ser prejudicada quando as variações de temperatura atingem valores superiores a ± 28 °C.

Radiação ultravioleta

Embora as fibras de aramida possuam baixa resistência à ação de radiação ultravioleta, sua utilização em sistemas compósitos de reforço pode ser combinada com sistemas de proteção que servem como camadas de sacrifício, protegendo as fibras de eventuais danos. Já as fibras de carbono e vidro são resistentes à ação de raios ultravioleta. O bom comportamento do sistema de reforço, quanto à ação da radiação ultravioleta, depende, todavia, da composição das formulações adesivas que farão parte da matriz do compósito.

Resistência à Umidade

Como discutido no Capítulo 2, a presença de umidade pode ocasionar perdas substanciais nas propriedades físicas dos compósitos quando seus materiais componentes apresentam elevados índices de retenção de água. As fibras de carbono apresentam baixa retenção de água e, por isso, podem ser consideradas como as menos afetadas pela presença de umidade. Entretanto, embora fibras de aramida e vidro apresentem elevada retenção de água, sua utilização pode ser indicada em ambientes onde os teores de umidade ou de vapor de água sejam reduzidos.

Elevadas temperaturas

Em geral, as fibras formadoras dos compósitos não se degradam quando submetidas à temperaturas inferiores a 80°C. Entretanto, como as resinas e adesivos utilizados na formação e aplicação dos compósitos do tipo PRF possuem baixas T_g , temperaturas em torno de 80°C podem causar danos que prejudicam a ação do compósito.

Corrosão

Processos corrosivos do tipo galvânico podem ser desencadeados quando fibras de carbono entram em contato direto com o aço, fato que demanda atenção dos projetistas de sistemas de reforço com PRFC. Como as fibras de vidro e aramida são isolantes, seu contato com o aço ou com água não tende a gerar processos corrosivos.

Resistência a álcalis

Fibras de vidro são, reconhecidamente, intolerantes à presença de álcalis, que podem acelerar os processos de deterioração que afetam essas fibras. Como discutido no Capítulo 2, o fato das fibras de um PRF estarem completamente cobertas por resina não impede a ocorrência de degradação nas fibras, uma vez que regiões danificadas na resina podem permitir o contato da fibra de vidro com a água existente nos poros do concreto. As fibras de carbono possuem uma excelente resistência a álcalis, enquanto as fibras de aramida são menos susceptíveis à ação de álcalis.

Resistência a ciclos gelo-degelo

Ciclos de gelo e degelo podem afetar o desempenho das estruturas reforçadas com PRF, estimulando a formação de microfissuras e vazios na matriz polimérica. A diferença entre os coeficientes de expansão térmica das fibras e da matriz também pode causar danos quando as diferenças de temperatura são extremamente elevadas. Pode-se admitir, de forma geral, que os PRF formados com fibras de carbono, vidro e aramida apresentam bom comportamento quando submetidos a ciclos de gelo-degelo.

Propriedades elétricas

Como as fibras de carbono são matérias capazes de conduzir corrente elétrica e as fibras de vidro e aramida são materiais isolantes, a sua aplicação pode se adequar aos mais variados

tipos de utilização. A aplicabilidade dos três tipos de fibras, quando comparadas em relação às suas propriedades elétricas, dependerá das condições desejadas, em termos de isolamento elétrico, para a estrutura que receberá o reforço.

Custo

As fibras de vidro apresentam um custo bem inferior em relação às fibras de carbono e aramida, como comentado nas seções anteriores. Entretanto, deve-se analisar que, para se atingir o mesmo nível de um reforço dimensionado com fibra de carbono utilizando-se fibra de vidro, é necessária a utilização de uma quantidade bem maior de fibra de vidro em relação à quantidade de fibra de carbono. A utilização de uma maior quantidade de fibra, por sua vez, exige a utilização de mais resina ou adesivo e consome mais horas de trabalho, aumentando o custo de utilização do sistema. Portanto, somente a análise da relação custo-benefício referente à utilização de cada sistema de reforço permitirá a escolha da fibra mais adequada para formar o compósito.

Conclusões

O estudo comparativo realizado com base nas principais propriedades dos três tipos de fibras que serão utilizadas neste trabalho, em conjunto com as médias ponderadas, calculadas de suas características, e as considerações realizadas sobre cada critério, confirma a relevância de examinar a possibilidade de aplicação de diferentes tipos de fibras para formação dos compósitos de reforço.

3.4 Funcionamento da Protensão nos Sistemas PRF

Os objetivos de se protender vigas de concreto armado podem ser, segundo Garden e Mays (1999), tanto aumentar as condições de serviço do sistema estrutural como estender o seu estado limite último.

Segundo El-Hacha (2000), como os PRF possuem uma alta taxa resistência-peso, estes materiais podem fornecer altas forças de protensão, sem aumentar o peso próprio da estrutura.

a técnica de protensão pode, ainda, retardar o aparecimento de fissuras e aumentar as condições de serviço das estruturas. Nos sistemas PRF protendidos, apenas uma porção da capacidade de deformação é utilizada para protender o PRF, ficando o restante disponível para deformações oriundas dos esforços de flexão e para uma possível reserva de segurança contra ruptura.

Nas primeiras aplicações de sistemas PRF protendidos em estruturas de concreto armado, descritas no Capítulo 1, os sistemas utilizados eram compostos por cabos ou cordoalhas fabricadas com PRF. Atualmente, são comercializados diversos sistemas de protensão que utilizam barras, cordoalhas e cabos de PRF, conforme comentado no Capítulo 2.

Entretanto, existe também a possibilidade de se utilizar os sistemas curados *in situ* como elementos de protensão, técnica que será abordada neste trabalho. Segundo FIB (2001), os sistemas PRF protendidos colados externamente possuem as seguintes vantagens:

- Quando se aplicam PRF protendidos colados externamente às estruturas de concreto armado, uma grande porção de concreto permanece comprimido nos estágios iniciais de carregamento, contribuindo, assim, na resistência da estrutura. Nestes casos, o posicionamento da linha neutra indica uma grande eficiência estrutural. Isso significa que uma estrutura reforçada com PRF protendido apresenta um comportamento mais rígido em relação à mesma estrutura reforçada com PRF não protendido.
- Os sistemas PRF retardam a formação de fissuras que, quando aparecem, são mais distribuídas e possuem aberturas menores. Desta forma, a funcionalidade da estrutura reforçada é aumentada, devido à redução da fissuração.
- Os sistemas PRF protendidos atingem as mesmas taxas de reforço de sistemas PRF não-protendidos, com menos área de PRF.
- Quando comparados com os sistemas PRF não-protendidos, os sistemas PRF protendidos aumentam significativamente a carga em que ocorre o escoamento da armadura.

Em compensação, o custo dos sistemas PRF protendidos é mais elevado que o dos sistemas PRF não-protendidos, devido aos sofisticados equipamentos utilizados e à maior complexidade da operação de aplicação do reforço.

Além disso, como em qualquer tipo de protensão, os sistemas PRF colados externamente às estruturas também estão sujeitos a perdas ou diminuição da força de protensão que, neste caso, podem ser imediatas, por encurtamento elástico do concreto, ou progressivas, por retração e deformação lenta ou fluência do concreto e por relaxação do PRF.

As perdas imediatas por encurtamento elástico do concreto, que variam de 2% a 3%, segundo o documento *Bulletin 14 do fib* (2001), ocorrem quando a força de protensão é transferida do PRF para o elemento de concreto. Se a protensão é realizada pela reação direta com a viga que receberá o reforço, as perdas por encurtamento elástico do concreto podem ser desprezadas. Isto acontece porque, se o equipamento de protensão é fixado no elemento estrutural que receberá o reforço, à medida que o PRF vai sendo tracionado, o concreto vai sendo comprimido, ocorrendo assim uma compensação na força aplicada para protender o laminado. Entretanto, em ambos os casos, quando se utiliza mais de um laminado de PRF, a deformação no concreto provocada pelo laminado que está sendo tracionado pode também acarretar a perda de tensão nos laminados já ancorados, sendo necessário, nesse caso, a determinação da perda média de tensão por laminado.

As Equações 3.1 e 3.2 podem ser utilizadas para determinar as perdas imediatas por encurtamento elástico do concreto.

$$\sigma_f = \frac{\sigma_{f0}}{(1+k)} \quad \text{(Equação 3.1)}$$

$$k = \frac{E_f}{E_c} A_f \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p^2}{I} \right) \quad \text{(Equação 3.2)}$$

Sendo:

σ_f – Tensão no PRF.

σ_{fp} – Tensão aplicada para protender PRF.

E_f – Módulo de elasticidade do PRF.

E_c – Módulo de elasticidade do concreto.

A_f – Área de PRF.

A_c – Área de concreto da seção transversal.

e_p – Excentricidade da protensão.

I – Momento de inércia da seção íntegra.

Uma adaptação da equação sugerida pela NBR 6118 (2003) para o cálculo da perda média imediata de tensão no aço protendido é mostrada na Equação 3.3, e pode ser utilizada para a determinação da perda média imediata por laminado, quando eles são aplicados sucessivamente.

$$\Delta\sigma_f = \frac{\frac{E_f}{E_c}(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2n} \quad \text{(Equação 3.3)}$$

Onde:

$\Delta\sigma_f$ – Perda média de tensão.

$\Delta\sigma_{cp}$ – Tensão inicial no concreto devido à protensão dos n laminados.

$\Delta\sigma_{cg}$ – Tensão devido à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão.

n – Número de laminados.

A Equação 3.4, que é uma adaptação da fórmula sugerida pela NBR 6118 (2003), pode ser utilizada para mostrar as parcelas relativas às perdas progressivas da força de protensão que ocorrem em estruturas protendidas com PRF. Nesta adaptação, a parcela original, que considerava a perda por relaxação no aço de protensão, foi substituída pela perda por relaxação no PRF. Desta forma, na Equação 3.3, perdas por relaxação do PRF e perdas por retração e deformação lenta, ou fluência, do concreto são consideradas.

$$\Delta\sigma^{csr} = \left(\frac{\frac{\sigma_c(t_i)\varphi(t, t_i)}{E_c} + \varepsilon_{cs}(t, t_i) + \frac{\sigma_f(t, t_i)\chi(t, t_i)}{E_f}}{1 + \chi(t, t_i) + \kappa(1 + \varphi(t, t_i))} \right) Ef \quad (\text{Equação 3.4})$$

Onde:

$\sigma_c(t_i)$ – Tensão no concreto ao nível da protensão devido às cargas permanentes.

$\varphi(t, t_i)$ – Coeficiente de fluência do concreto

$\varepsilon_{cs}(t, t_i)$ – Deformação por retração no concreto

$\sigma_f(t, t_i)$ – Tensão inicial aplicada no PRF devido à protensão

$\chi(t, t_i)$ – Coeficiente de fluência do PRF

As perdas progressivas, por retração e deformação lenta ou fluência do concreto, segundo o documento *Bulletin 14* do *fib* (2001), podem variar de 10 a 20% e ocorrem da mesma forma que nas estruturas de concreto protendido com aço.

As perdas que ocorrem por relaxação em um PRF dependem, segundo o ACI 440.4R-04 (2004), do tipo de fibra e polímero utilizados para formar o compósito e do alinhamento das fibras. O mesmo documento informa que as perdas por relaxação podem ser desprezadas quando são utilizadas fibras de carbono, já que a relaxação nesse material é muito pequena, podendo ser considerada insignificante. Quando são utilizadas fibras de aramida, um valor de 6 a 18% de perda de tensão por relaxação deve ser considerada para uma vida útil de 100 anos. Perdas de 0,6 a 1,2% também devem ser consideradas pela relaxação do polímero formador do compósito quando da transferência de forças para as fibras, e perdas de 1 a 2% devem ser consideradas devido ao fator alinhamento das fibras.

Segundo o documento *Bulletin 14* do *fib* (2001), PRFC apresentam níveis muito inferiores de relaxação quando comparados com um aço de protensão. Nos PRFV, os níveis de relaxação são praticamente os mesmos de um aço de protensão, enquanto que, nos PRFA, esses níveis podem ser até superiores.

Estudos de Triantafillou et al. (1992) indicaram que, quando se utilizam sistemas PRFC pré-fabricados, perdas de 10% da força de protensão devem ser consideradas, devido às perdas imediatas e progressivas no concreto e no adesivo e à relaxação do PRFC.

Garden e Mays (1999) consideram que os sistemas PRF protendidos também sofrem perdas da força de protensão devido à transferência de tensões de cisalhamento do adesivo para o concreto, originadas pela tração no PRF. Esta ação é suficiente para fraturar o concreto, mesmo quando os níveis de protensão são baixos, tornando obrigatória a instalação de sistemas de ancoragem nas extremidades do PRF.

A Figura 3.2 (a), apresentada por Triantafillou et al. (1992), mostra a ruptura prematura de uma viga reforçada com um laminado de PRFC, sem ancoragem, imediatamente após o alívio da força aplicada para protender o laminado. O arrancamento do laminado inicia nas extremidades da viga e ocorre devido às altas concentrações de tensões de cisalhamento e à conseqüente ruptura do concreto. Como mostra a Figura 3.2 (b), este tipo de ruptura pode ser prevenida com a instalação de sistemas de ancoragem nas extremidades dos laminados.

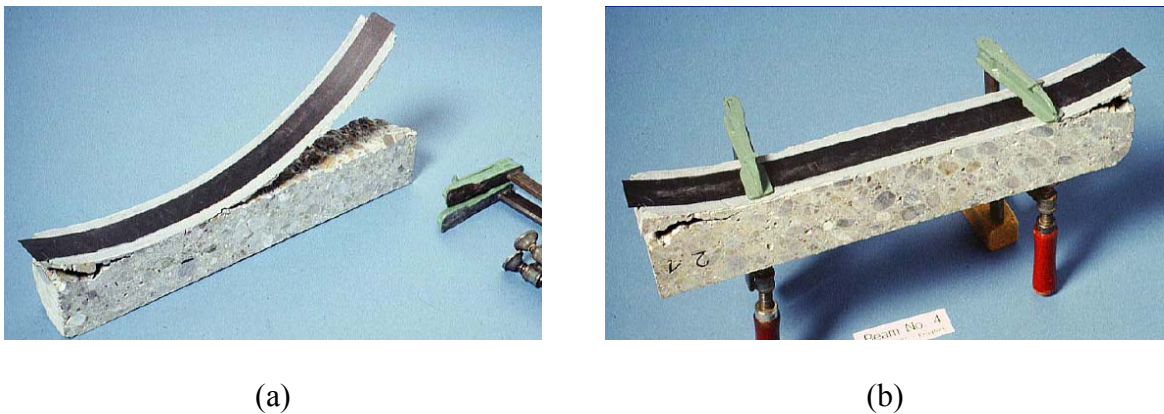


Figura 3.2 - (a) Ruptura prematura devido à falta de ancoragem nas extremidades do PRFC; (b) Ação do sistema de ancoragem nas extremidades do PRFC [Triantafillou et al., 1992].

Triantafillou et al. (1992) apresentam um procedimento analítico para determinar a máxima força de protensão aplicável ao PRF, para que não ocorram rupturas como as da Figura 3.2(a), no momento em que a força de protensão é aliviada, através da utilização de sistemas de ancoragem.

Para a determinação da máxima força de protensão, são considerados fatores como: módulo de elasticidade e seção transversal do PRF, espessura, resistência ao cisalhamento, módulo de

elasticidade transversal do adesivo e módulo de elasticidade e seção transversal do concreto. Entretanto, a máxima força de protensão, que evita a necessidade de ancoragem, proporciona níveis de protensão muito baixos no PRF, em torno de 15 a 20%, dependendo da seção transversal de laminado utilizada.

Esses resultados reforçam a idéia da utilização de sistemas de ancoragem nas extremidades do reforço, possibilitando, assim, a aplicação de níveis mais elevados de protensão.

A instalação de sistemas de ancoragem nas extremidades dos PRF, reduz as deformações que surgem na camada de resina ou adesivo quando a força utilizada para aplicar a protensão é aliviada, minimizando as tensões de cisalhamento transferidas para a base da seção de concreto. Dessa forma, os sistemas de ancoragem eliminam a possibilidade de ocorrência deste tipo de ruptura prematura [El-Hacha, 2000].

Sendo assim, considera-se que a aplicação de sistemas PRF protendidos colados externamente às estruturas envolve, atualmente, quatro etapas principais:

- Aplicação da força de protensão inicial ao PRF.
- Colagem do PRF na face tracionada do elemento estrutural.
- Instalação dos sistemas de ancoragem nas extremidades do PRF.
- Transferência da força de protensão do PRF para a estrutura.

Segundo El-Hacha et al. (2004), é consenso que níveis de protensão de, pelo menos, 25% da resistência à tração do PRF são necessários para que os incrementos de rigidez e capacidade de carga sejam significativos.

Meier U. (1995) sugere que níveis de protensão de 50% da resistência à tração do laminado retardam rupturas prematuras, aumentando a capacidade última dos elementos reforçados. Deuring (1993) mostrou, através de resultados experimentais, que níveis de protensão de 50% a 75% da resistência à tração do PRF reduzem a resistência das vigas reforçadas, uma vez que

provocam rupturas prematuras no PRF devido à reduzida capacidade de deformação que resta aos PRF após a aplicação da protensão.

Cabe lembrar que, quando os reforços são protendidos, o módulo de elasticidade do PRF é de fundamental importância, já que esses laminados precisam ser mais rígidos para suportar uma quantidade significativa de carga que antes era suportada somente pela armadura interna [El-Hacha, 2000].

Segundo Triantafyllou et al. (1992), PRF protendidos possuem um excelente potencial para a indústria de pré-moldados, devido à simplicidade da técnica e às importantes propriedades oferecidas por estes materiais.

Segundo o documento *Bulletin 14* do *fib* (2001), o dimensionamento à flexão de uma estrutura reforçada com PRF protendido pode ser realizado da mesma forma que para um PRF não-protendido. Entretanto, torna-se necessário incluir nos cálculos a deformação inicial imposta ao PRF no momento da protensão, e adaptar os modos de falha decorrentes da aplicação da protensão.

Diversas formas de aplicar os sistemas PRF protendidos colados às estruturas têm sido propostas e experimentadas por pesquisadores em todo o mundo. Os diferentes métodos são baseados na aplicação da força de protensão de forma direta ou indireta, antes ou após a colagem do PRF à estrutura, como descrito a seguir.

3.4.1 Protensão por deformação da viga que receberá o reforço

Neste método, desenvolvido por Ehsani & Saadatmanesh (1989), nenhuma tensão é aplicada diretamente ao PRF, sendo este protendido indiretamente pela deformação, ou abaulamento, da viga que receberá o reforço, antes da sua colagem na face tracionada da viga.

Neste método, a viga é, inicialmente, deformada, ou abaulada, com a ajuda de macacos hidráulicos, como mostrado na Figura 3.3 (a). Aplica-se, então, o reforço. A viga é mantida na posição deformada até que a resina ou adesivo cure completamente. Após a cura do PRF, os macacos hidráulicos podem ser retirados, como mostrado na Figura 3.3 (b). Quando os

macacos hidráulicos são retirados, a viga volta à sua posição inicial e induz tensões de tração no PRF.

O nível de protensão que será aplicado dependerá do comprimento da viga e do grau de deformação aplicada pelos macacos hidráulicos. Segundo Ehsani e Saadatmanesh (1989), este método não permite a aplicação de altos níveis de protensão. Além disso, uma vez que os níveis de protensão são mais altos no centro do vão, onde as deformações são maiores, sistemas de ancoragem nas extremidades não são necessários, o que facilita a aplicação e reduz os custos.

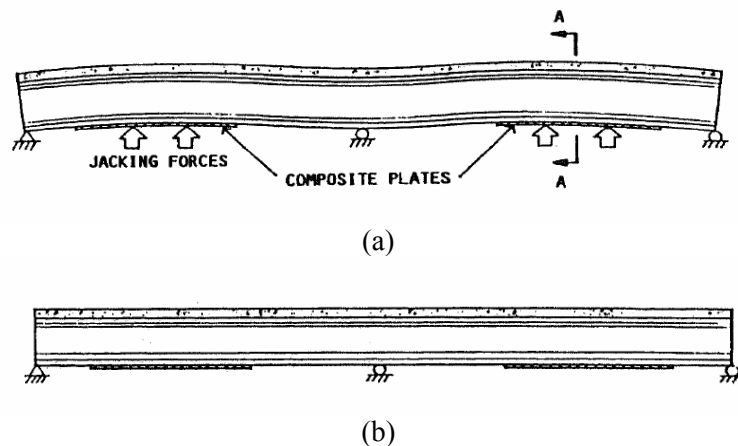


Figura 3.3 – Sequência de procedimentos para protensão: (a) Deformação da viga com macacos hidráulicos; (b) Remoção dos macacos hidráulicos após a cura da resina ou adesivo [Ehsani & Saadatmanesh, 1989].

Cabe ressaltar, todavia, que, como lembra El-Hacha (2000), a aplicação desta técnica de protensão de PRF em estruturas reais não se mostra atraente, pois, o trabalho para deformar a viga, próximo ao centro do vão, é muito grande em relação à força de protensão induzida no PRF, o que, de certa forma, inviabiliza sua aplicação.

3.4.2 Protensão por reação contra a viga que receberá o reforço

Neste método, desenvolvido por pesquisadores da *Queen's University* e do *Royal Military College of Canada* e apresentado por Wight et al., em 2001, os PRF curados *in situ* são protendidos ao reagirem diretamente com a viga que receberá o reforço. O PRF protendido é

colado na face inferior da viga e é conectado à mesma através de um sistema de ancoragem mecânica. Diversas camadas de PRF podem ser aplicadas, sucessivamente, quando necessário.

Esse método exige que as vigas recebam um sistema de ancoragem especial, no qual serão conectados os compósitos protendidos, com auxílio de roletes de aço e pinos de conexão. O sistema de protensão e ancoragem proposto é mostrado na Figura 3.4.

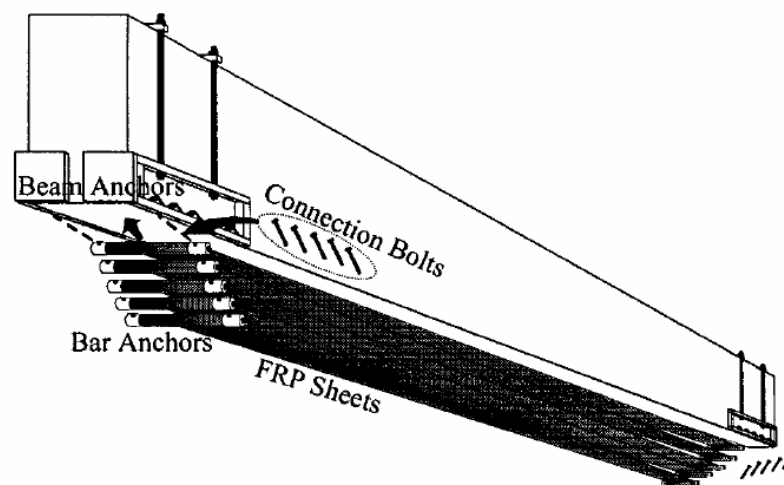


Figura 3.4 – Sistema de protensão de PRF pela reação direta com a viga que receberá o reforço [Wight et al., 2001].

Segundo a descrição dos autores, o sistema de ancoragem funciona com auxílio de roletes de aço colados ao PRF e suportes de aço fixados na viga através de parafusos que servem para encaixe dos roletes. Antes das operações de protensão, as fibras são enroladas e coladas nos roletes de aço. Os roletes são fixos em um lado da viga e móveis do outro lado, permitindo, assim, a aplicação da força de protensão. Durante o processo de protensão, o rolete móvel é conectado, por meio de cabos de aço, a um macaco hidráulico, que aplica a força de protensão e auxilia a encaixar o rolete no suporte de aço fixado na viga.

Camadas subseqüentes de fibras podem ser protendidas e ancoradas, da mesma forma, até que a espessura de PRF desejada seja atingida. Os autores sugerem que pesos perpendiculares à superfície sejam aplicados para manter o PRF em contato com a superfície da viga, até que ocorra a cura da resina.

El-Hacha et al. (2004) utilizaram esta técnica para reforçar vigas de concreto armado submetidas a severas condições ambientais. Os resultados apresentados pelos autores sugerem que a manutenção do sistema de ancoragem nas vigas, após a cura dos PRF, pode prevenir falhas associadas à concentração de tensões de cisalhamento nas extremidades dos laminados. O sistema de protensão utilizado contribuiu para o aumento da funcionalidade da viga, auxiliando no controle de formação de fissuras e limitando os deslocamentos das vigas, aumentando, assim, sua rigidez.

Os PRFC protendidos também contribuíram para o aumento de capacidade de carga das vigas reforçadas e funcionaram de forma eficaz na redistribuição de tensões das armaduras de aço para o reforço. Todavia, podem ser levantadas dúvidas quanto à adequação deste sistema para utilização em condições reais. O encaixe das peças necessárias pode ser comprometido pela geometria da estrutura a ser ensaiada e a aplicação do reforço na face inferior da viga pode causar dificuldades em termos de aplicação da resina e manutenção do contato entre o compósito e a viga.

3.4.3 PRF protendido antes da aplicação na viga que receberá o reforço

Neste método, estudado por Triantafillou e Deskovic (1991 e 1992), Deuring (1993), Quantril e Hollaway (1998) e Garden e Mays (1999), o laminado é protendido e, somente após a protensão, é aplicado na viga, como mostrado na Figura 3.5 (a) e (b).

A força de protensão é aplicada em uma das extremidades do PRF, que é, então, colado à superfície da viga. Nas duas extremidades do PRF, placas de alumínio são coladas com adesivo epóxi, para auxiliar na distribuição de tensões nas extremidades do PRF. A utilização de uma bolsa de vácuo pode auxiliar a manter o PRF em posição até a cura da resina ou adesivo durante a cura. Após a cura da resina ou adesivo, as duas extremidades do PRF são fixadas à viga por meio de grampos de aço, que garantem a ancoragem do sistema até a fixação da ancoragem definitiva.

Placas de aço são, então, fixadas sobre as placas de alumínio coladas na etapa anterior. As extremidades do PRF são cortadas e o laminado é transformado em um elemento de

protensão, como mostra a Figura 3.5 (c). A Figura 3.5 (d) mostra a fixação das placas de aço que compõem o sistema de ancoragem definitivo com parafusos de aço. Para a fixação dos parafusos de aço, são executados furos na viga e o engaste do parafuso no furo é garantido pela utilização de adesivo epóxi. A última etapa do procedimento é mostrada na Figura 3.5 (e). Após a cura do adesivo utilizado na etapa anterior, para fixação dos parafusos, os grampos são retirados e o PRF é cortado em cada extremidade, próximo à ancoragem definitiva.

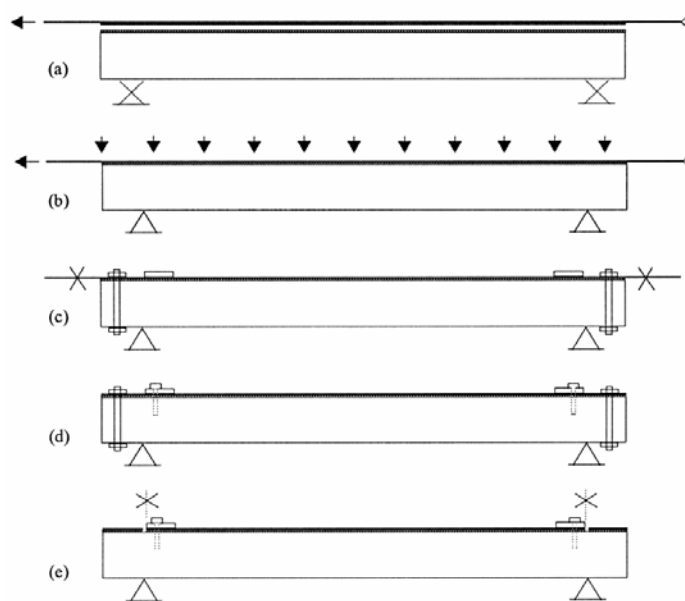


Figura 3.5 – Seqüência de procedimentos para aplicação do PRF protendido: (a) Protensão do laminado; (b) Colagem do laminado à face tracionada da viga; (c) Corte do PRF para transformá-lo em um elemento de protensão; (d) Fixação dos parafusos de aço; (e) Remoção dos grampos das extremidades [Garden & Mays, 1999].

Quantril e Hollaway (1998) compararam vigas de concreto armado idênticas, sendo algumas reforçadas com PRFC protendidos, de acordo com este método, e outras com PRFC não-protendidos. Os autores identificaram que, para um determinado carregamento, as vigas reforçadas com PRFC protendidos apresentaram um nível de fissuração bem menor, com abertura de fissuras bem menores que as apresentadas pelas vigas reforçadas com PRFC não-protendidos. Os pesquisadores verificaram, ainda, que a carga em que ocorre o escoamento do aço é muito maior num sistema protendido do que num sistema não-protendido.

Os resultados também mostraram que, para um determinado carregamento, as vigas reforçadas com PRF protendidos apresentaram consideráveis incrementos de ductilidade e

rigidez. Na ruptura das vigas, os PRF dos sistemas protendidos apresentavam maiores deformações, o que significa que uma parcela maior de sua capacidade estava sendo utilizada.

Apesar de todas as vantagens apresentadas pelos autores, a aplicação deste método em estruturas reais requer uma adaptação dos procedimentos utilizados em laboratório, em especial relacionados à necessidade de inverter a viga para aplicação do reforço e à disponibilidade de espaço para a realização das operações de protensão.

3.4.4 Método de protensão desenvolvido por Stoecklin e Meier U. (2003)

Stoecklin e Meier U. (2003) introduziram um novo conceito de protensão para laminados de PRF, desenvolvido no EMPA, na Suíça. Neste método, a protensão no laminado é aplicada por um equipamento, desenvolvido pelos autores, que é fixado na própria viga. Primeiro, é realizada a protensão do laminado e, em seguida, o laminado é posicionado na viga que receberá o reforço. Como as operações para prender e protender os laminados são relativamente complicadas, devido à anisotropia do PRF, um equipamento especial para realização da protensão do laminado, mostrado esquematicamente na Figura 3.6, foi desenvolvido. O equipamento de protensão consiste de duas rodas metálicas que são conectadas por uma barra de comprimento adequado à execução do reforço, como mostra a Figura 3.6 (a).

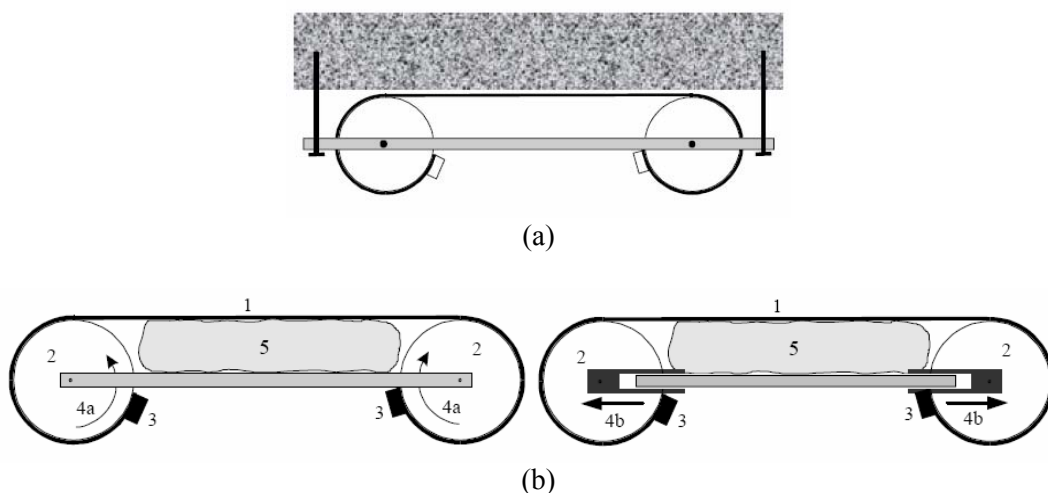


Figura 3.6 – Equipamento de protensão desenvolvido por Stoecklin & Meier U. (2003): (a) Posicionamento do equipamento na viga; (b) Formas de protender o PRF.

O laminado (1) é enrolado nas rodas metálicas (2) e preso nas duas extremidades (3), como mostra a Figura 3.6 (b). O laminado pode ser protendido pela rotação (4a) ou pelo afastamento (4b) das rodas metálicas. Como pode ser observado na Figura 3.6 (a), o equipamento de protensão fica fixado à viga até a cura completa do adesivo. Durante a cura do adesivo, o laminado é mantido em contato com a viga através de um colchão de ar (5) posicionado entre o laminado e a barra metálica que une as duas rodas metálicas do equipamento de protensão [Stoecklin e Meier U., 2003].

Em uma nova versão do equipamento, desenvolvida recentemente por Stoecklin e Meier U, a barra de conexão entre as duas rodas foi retirada e decidiu-se que o equipamento que contém as rodas metálicas seria fixado diretamente ao elemento a ser reforçado, como pode ser observado na Figura 3.7. Neste caso, a protensão é realizada por reação contra a viga que receberá o reforço.

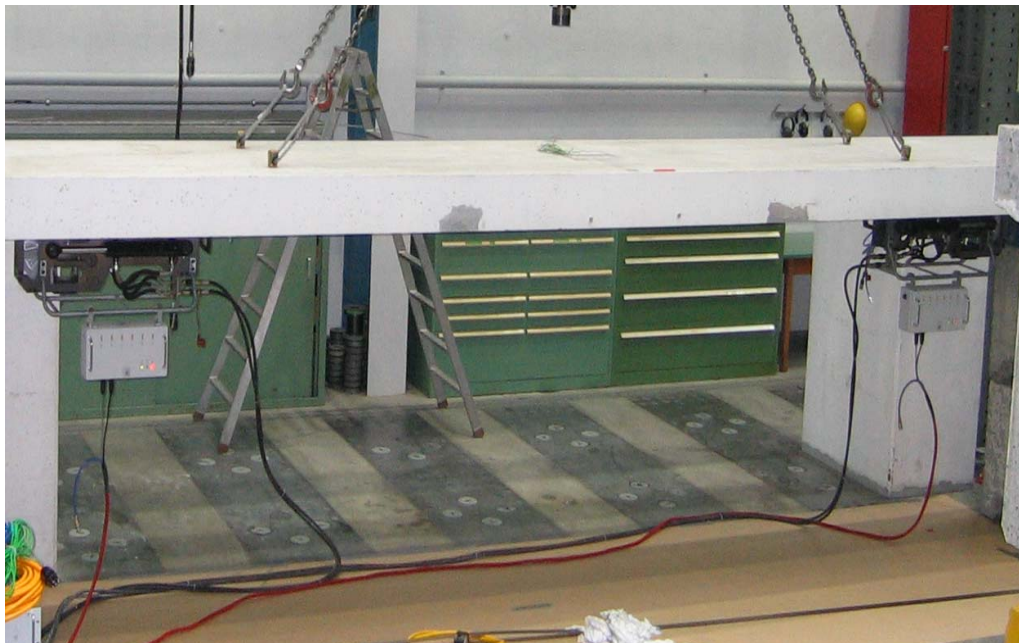


Figura 3.7 – Nova versão do equipamento de protensão desenvolvido por Stoecklin & Meier U.

Para solucionar problemas de ancoragem nas extremidades do PRF, os autores sugerem que a força de protensão pode ser reduzida gradualmente, a partir do centro do vão, alcançando valores mínimos nas duas extremidades da viga.

Como descrito por Meier et al. (2001), o sistema de ancoragem gradual é obtido, primeiramente, pela colagem do PRF, protendido ao seu nível máximo, na região central do

vão da viga. Desta forma, após a cura do PRF da parte central da viga, a força de protensão é ligeiramente aliviada e mais duas seções de PRF são coladas, uma de cada lado do PRF colado anteriormente, com um nível de protensão menor.

Este processo é repetido até que todo o PRF esteja colado na viga. Assim, nas extremidades do PRF, o nível de protensão aplicado é muito baixo ou próximo de zero, como mostra a Figura 3.8. Em todas as etapas, a cura do adesivo é acelerada com o auxílio de um sistema de aquecimento. Como comprovado pelos autores, a aplicação do sistema de ancoragem gradual pode, eventualmente, dispensar outros sistemas de ancoragem.

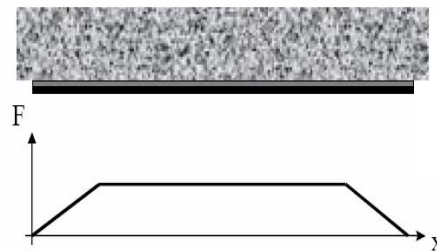


Figura 3.8 – Sistema de ancoragem gradual [Stoecklin & Meier U., 2003].

Resultados apresentados por Stoecklin e Meier U. (2003) mostraram que vigas de concreto armado reforçadas com PRFC protendidos apresentaram incrementos consideráveis na carga de ruptura, com valores até três vezes mais altos que em vigas não reforçadas. Além disso, apresentaram um menor nível de fissuração, com as primeiras fissuras aparecendo em cargas bem mais elevadas que nas vigas não reforçadas. Para as mesmas vigas, quando PRF não-protendidos foram aplicados, a carga de fissuração foi levemente mais elevada que nas vigas não reforçadas. Devido ao retardamento no aparecimento das fissuras, as vigas reforçadas com PRFC protendidos também se mostraram mais rígidas que as não reforçadas ou reforçadas com PRFC não-protendidos.

O processo para aplicação de laminados protendidos desenvolvido por Stoecklin e Meier U. (2003), é, na realidade, uma junção dos métodos 3.4.2 e 3.4.3, visto que os laminados são protendidos antes da aplicação na viga que receberá o reforço e que, neste caso, a protensão é

realizada por reação contra a viga que receberá o reforço, já que o equipamento que aplica a tensão nos laminados é fixado diretamente na viga.

Com referência às perdas imediatas por encurtamento elástico do concreto no momento em que a força de protensão é aliviada, essas poderiam ser desprezadas quando somente um laminado for protendido pelo processo desenvolvido por Stoecklin e Meier U. (2003), já que o aparelho usado para protender o laminado é preso na própria viga e, portanto, a protensão é realizada por reação contra a viga que receberá o reforço. Entretanto, quando são aplicados laminados de forma sucessiva, as subseqüentes deformações sofridas pelo concreto para aplicação dos demais laminados causarão perdas por encurtamento elástico do concreto nos laminados já ancorados. Efetivamente, todas as vezes que o concreto encurtar, os laminados que já estão aplicados também encurtarão e, assim, perderão uma parte da deformação inicial aplicada.

3.4.5 Ruptura de Elementos Protendidos

Estruturas reforçadas com sistemas PRF protendidos colados externamente também podem apresentar as rupturas prematuras como as descritas por Teng et al. (2003), discutidas no Capítulo 2. Entretanto, nos sistemas protendidos, as altas resistências dos PRF utilizados no reforço de estruturas são mais bem aproveitadas. Dependendo da configuração do reforço, os sistemas protendidos permitem que a capacidade última do laminado seja atingida.

Garden e Hollaway apresentaram, em 1998, um estudo específico sobre os modos de falha de vigas de concreto armado reforçadas com sistemas PRF protendidos em diferentes níveis. Os autores observaram que elevados níveis de protensão são necessários para que a capacidade última à flexão do elemento estrutural reforçado seja atingida. A ruptura da maior parte das vigas reforçadas pelos autores ocorreu no PRF, que, após a primeira fratura, atingia a ruptura de forma progressiva. Na maior parte das vigas, a ruptura do PRF ocorreu antes ou após o esmagamento do concreto, sendo que, em algumas delas, o PRF rompeu sem que ocorresse o esmagamento do concreto.

Os benefícios dos sistemas protendidos podem ser ainda maiores se a ação do PRF puder ser mantida após o escoamento do aço, em níveis de carregamento próximos ao da resistência última do elemento reforçado. A aplicação da protensão no PRF antes da sua colagem na viga

pode afetar os modos de ruptura deste elemento estrutural, uma vez que reduz as fissuras de cisalhamento responsáveis por eventuais rupturas prematuras.

Além disso, dentro dos limites comentados anteriormente, quanto mais elevado é o nível de protensão aplicado ao PRF, maior é o efeito de confinamento da viga, que tem como resultados a diminuição da fissuração por cisalhamento e o consequente aumento na carga de ruptura da viga, quando outros modos de ruptura prematura não influem.

Segundo Garden e Mays (1999), o nível de protensão aplicado é limitado pela resistência à tração do laminado. A ruptura do laminado não deve preceder o escoamento do aço da armadura interna e o esmagamento do concreto, garantido, assim, uma adequada ductilidade ao elemento reforçado. Resultados encontrados pelos autores sugerem que o nível de protensão do PRF também deve ser limitado em virtude da resistência das ancoragens, da resistência das camadas de concretos próximas à interface e da resistência ao cisalhamento na interface adesivo-PRF.

Capítulo 4

Materiais e Métodos

4.1 Considerações Iniciais

Buscando alcançar os objetivos descritos no Capítulo 1, uma estratégia de pesquisa foi formulada e é descrita neste capítulo, que apresenta o programa experimental da tese e detalha as análises numéricas utilizadas na interpretação dos dados obtidos experimentalmente.

4.2 Formulação da Estratégia de Pesquisa

A estratégia de pesquisa desenvolvida para este trabalho evoluiu a partir da consideração das possibilidades de avanço discutidas no Capítulo 3. Dessa forma, a pesquisa foi dividida em duas etapas: análise de diferentes fibras para formação do compósito de reforço e verificação do comportamento de estruturas reforçadas com laminados de PRF protendidos.

Na **primeira etapa**, estabeleceu-se como objeto de interesse principal a comparação do comportamento de vigas reforçadas de concreto armado à flexão com fibras de carbono, vidro e aramida. Procura-se, com o desenvolvimento dessa parte do programa experimental, coletar dados para avaliar como a variação do tipo de fibra afeta o desempenho mecânico e o comportamento à ruptura da estrutura reforçada. Com o estudo dos diferentes tipos de fibras, espera-se colaborar para que se diversifiquem os sistemas de reforço disponíveis. Buscou-se analisar, ainda, o comportamento das vigas reforçadas através de um procedimento analítico que procurou simular o comportamento à flexão das vigas ensaiadas em termos de deformações, deslocamentos e cargas de ruptura. Considera-se que a validação de uma análise desse tipo é fundamental para assegurar que as atuais aplicações de reforços com diferentes fibras a estruturas de concreto degradadas se baseiem em análises teóricas confiáveis.

Na **segunda etapa**, o objeto de interesse foi a análise do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão pela colagem de sistemas PRF protendidos. A técnica de

protensão aplicada foi desenvolvida, nos últimos anos, por pesquisadores do EMPA, na Suíça, e ainda não foi utilizada no Brasil. Acredita-se que a aplicação da protensão represente um avanço considerável na área dos compósitos de reforço, já que permite empregar melhor sua capacidade resistente, como discutido no Capítulo 3. Como o equipamento que realiza a protensão nos laminados foi patenteado por pesquisadores do EMPA, os testes dessa etapa foram realizados nas dependências do mesmo. Desta forma, se pode não só obter dados sobre a eficiência da técnica, mas também coletar dados sobre os equipamentos e procedimentos mais adequados para a execução da protensão de laminados. Para avaliar os sistemas protendidos, foram realizados ensaios de flexão com carregamento estático e cíclico. Para validação dos dados obtidos nos ensaios com carga estática da segunda etapa, a análise numérica da primeira etapa foi adaptada, de forma a considerar a força de protensão e as condições de carregamento do ensaio.

O fluxograma da Figura 4.1 ilustra como a estratégia de pesquisa foi organizada. Nele, podem ser identificadas as duas etapas de trabalho, as variáveis investigadas e os testes realizados em cada caso. Nos próximos itens, apresentam-se, detalhadamente, os materiais utilizados, os métodos empregados e os procedimentos adotados em cada etapa.

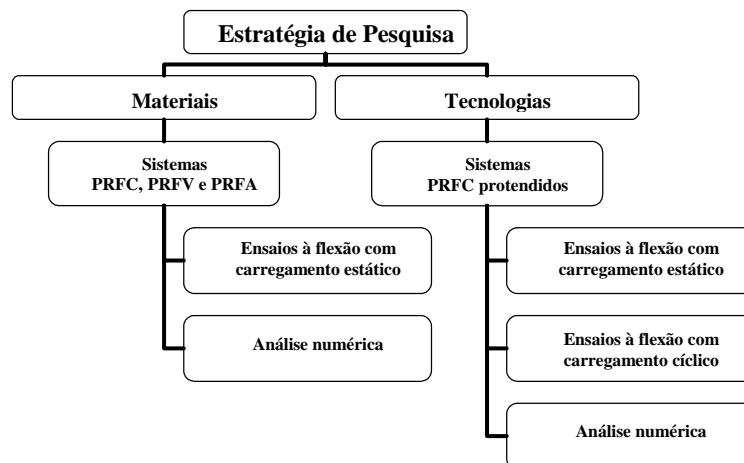


Figura 4.1 – Fluxograma da estratégia de pesquisa.

4.3 Descrição dos Materiais, Métodos e Procedimentos da Etapa 1

A primeira parte do programa experimental visou comparar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas externamente, através da colagem de sistemas PRF curados *in situ*, formados com fibras de carbono (PRFC), vidro (PRFV) e aramida (PRFA) em matriz epóxi. O comportamento dos sistemas foi analisado através de ensaios de flexão e análise numérica.

4.3.1 Matriz experimental

Para estudar o comportamento de estruturas reforçadas com os três tipos de fibras, foi elaborado um programa experimental, constituído por uma viga de concreto armado sem reforço (testemunho) e cinco vigas reforçadas, com os três tipos de fibras, e dois níveis de reforço. As vigas receberam as denominações mostradas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Matriz experimental da primeira etapa.

Tipo de reforço	Nível de Reforço	Série	Denominação das vigas
Sem reforço	0%	0	VT
Polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) - uma camada	~25%	I	VFC_01
Polímero reforçado com fibra de aramida (PRFA) - uma camada	~25%		VFA_01
Polímero reforçado com fibra de carbono (PRFC) - duas camadas	~45%	II	VFC_02
Polímero reforçado com fibra de aramida (PRFA) - duas camadas	~45%		VFA_02
Polímero reforçado com fibra de vidro (PRFV) - três camadas	~45%		VFV_02

Como se observa na tabela, o reforço das vigas da série I foi dimensionado para proporcionar um incremento de carga de, aproximadamente, 25% na capacidade resistente das vigas. De acordo com os cálculos, neste nível, a seção de concreto existente deveria ser suficiente para resistir aos esforços de compressão, evitando, assim, que ocorresse o esmagamento do concreto sem a plena utilização da capacidade resistente especificada para o reforço. Para tal incremento na capacidade resistente das vigas, as vigas foram reforçadas com uma camada de fibra de carbono (VFC_01) e uma camada de fibra de aramida (VFA_01).

Nos pré-dimensionamentos realizados para as vigas com reforço de compósito à base de fibra de vidro, verificou-se que, dadas as características do tecido disponível, com uma camada da

fibra de vidro, o incremento no momento resistente da seção reforçada seria de apenas 18%, enquanto que, com duas camadas, este incremento seria de 36%. Esses valores não permitiriam a comparação direta com os resultados das vigas VFC_01 e VFA_01, dimensionadas para aumentar a capacidade resistente das vigas em 25%. Sendo assim, essa série contém somente duas vigas reforçadas, uma com fibra de carbono e uma com fibra de aramida.

O reforço das vigas da série II foi dimensionado de forma análoga aos das vigas da série I, só que para proporcionar um incremento de carga de, aproximadamente, 45% na capacidade resistente das vigas. Para obter tal incremento, foram utilizadas duas camadas de fibra de carbono (VFC_02), três camadas de fibra de vidro (VFV_02) e duas camadas de fibra de aramida (VFA_02).

4.3.2 Dimensionamento das vigas ensaiadas

As vigas ensaiadas apresentavam seção transversal de 150x300mm, e comprimento de 3000mm. Elas foram dimensionadas no Domínio 2 de deformações, admitindo que não ocorreria a ruptura à compressão do concreto e que se atingiria o máximo alongamento permitido para a armadura, chegando ao escoamento.

O processo de dimensionamento indicou que fossem utilizados, como armadura longitudinal, 2 ϕ de 12,5mm, que correspondem a uma taxa de armadura longitudinal $\rho = 0,0056$. Com o intuito de evitar a ocorrência de rupturas por cisalhamento, devido aos incrementos de momento fletor e esforço cortante que ocorrem nas vigas reforçadas, elas foram dimensionadas com armadura transversal ϕ 6,3mm a cada 70mm, que corresponde a uma taxa de armadura transversal de 8,9 cm²/m. A Figura 4.2 mostra o detalhamento das vigas.

Para o dimensionamento do reforço, foram analisados os guias de dimensionamento ACI 440.2R-02 (2002), para o reforço à flexão, e *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), baseado nas recomendações do Eurocode 2 e do documento *German General Approval*

(2003), para o reforço ao cisalhamento. O reforço à flexão foi colado na face inferior das vigas, com a mesma largura delas.

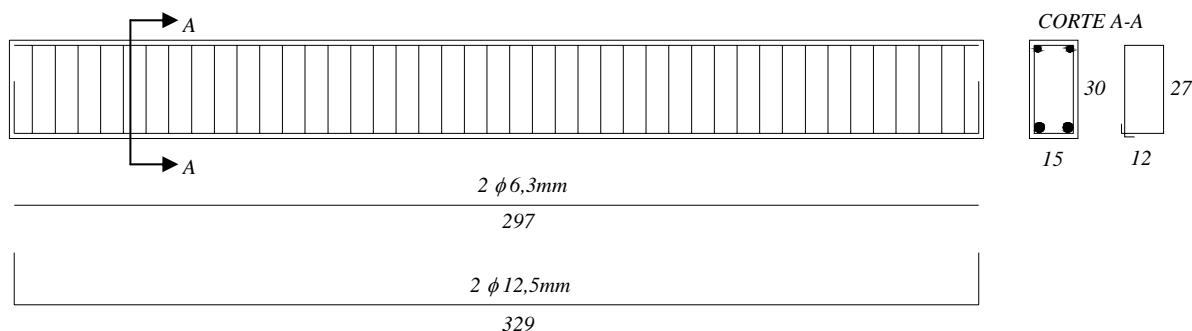


Figura 4.2 – Detalhamento das vigas ensaiadas na primeira etapa.

Em ambas as séries, foi adotado reforço ao cisalhamento mínimo, que resultou na utilização de oito laços de 60mm de largura executados em U. Foram posicionados quatro laços em cada lado da viga, com espaçamento de 240mm, como mostrado na Figura 4.3. Os laços foram executados com a mesma fibra do reforço principal.



Figura 4.3 – Detalhe da ancoragem utilizada nos reforços.

4.3.3 Concreto

Foi estabelecido, inicialmente, que a resistência característica desejada (f_{ck}) do concreto seria de 35MPa. A dosagem do concreto foi realizada segundo o método do IPT/USP, onde foram empregados agregado miúdo, proveniente do Rio Jacuí, agregado graúdo basáltico, típico da região de Porto Alegre, cimento Portland CP V – ARI, fabricado pela Votoran, e água potável da rede de abastecimento local. As Tabelas 4.2 e 4.3 mostram as características do cimento e dos agregados utilizados. A dosagem realizada resultou num traço 1:2,9:3,6 (cimento, agregado miúdo, agregado graúdo), com relação água-cimento de 0,66, sem uso de aditivo superplastificante. A trabalhabilidade especificada ($100\text{mm} \pm 10\text{mm}$) foi controlada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, seguindo as recomendações da NBR NM 67. A tabela 4.4 mostra o consumo de materiais para confecção de 1m^3 de concreto utilizado.

Tabela 4.2 - Características do cimento, fornecidas pelo fabricante.

	Valor	Limite - NBR 5733
Finura (peneira 200)	0,10%	6%
Tempo de início de pega	3 h 08 min	Superior a 1 hora
Tempo de fim de pega	4 h 19 min	Inferior a 10 horas
Resistência à compressão	1 dia – 23,4 MPa 3 dias – 34,2 MPa 7 dias – 42,8 MPa 28 dias – 48,8 MPa	1 dia – 14MPa 3 dias – 24MPa 7 dias – 34MPa 28 dias – não prevista

Tabela 4.3 - Características dos agregados miúdo e graúdo, determinadas de acordo com recomendações da NBR 7217, NBR 9937 e NBR 9776.

Abertura da Peneira	% Retida	% Retida Acumulada	Abertura da Peneira	% Retida	% Retida Acumulada
4,8	0,46	1	19	1,64	2
2,4	7,7	8	12,5	46,80	48
1,2	16,42	25	9,5	33,83	82
0,6	26,11	51	6,3	15,23	98
0,3	31,44	82	4,8	1,91	99
0,15	16,89	99	2,4	0,42	100
Fundo	0,99	100	1,2	0,00	100
Diâmetro máximo = 4,8 mm			0,6	0,00	100
Módulo de finura = 2,65			0,3	0,00	100
Massa específica = 2,61 g/cm ³			0,15	0,00	100
			Fundo	0,17	100
			Total	100,00	
			Diâmetro máximo = 19 mm		
			Módulo de finura = 6,82		
			Massa específica = 2,74 g/cm ³		

Tabela 4.4 - Consumo de materiais por m³ do traço utilizado.

Material	Consumo (kg/m³)
Cimento	290
Agregado Miúdo	840
Agregado Graúdo	1044
Água	191,4

O concreto utilizado na moldagem das vigas foi produzido no LEME/UFRGS. A mistura foi executada mecanicamente, com auxílio de uma betoneira de eixo inclinado, com capacidade

de 192 litros. Para a moldagem das vigas, foram utilizadas fôrmas de aço reguláveis de 150mm de largura, 300mm de altura e 3000mm de comprimento.

O adensamento do concreto foi realizado de forma mecânica, com auxílio de um vibrador de imersão tipo agulha, com frequência de 3450rpm, diâmetro da agulha de 25,4mm e comprimento de 420mm. Durante a fase de endurecimento do concreto, as vigas foram cobertas com lonas plásticas. A desmoldagem das vigas ocorreu sete dias após a concretagem.

Foram moldados nove corpos-de-prova cilíndricos para controle da resistência, com 100mm de diâmetro e 200mm de altura⁵, para cada lote de 5 vigas concretadas. Aos 7 dias, foram ensaiados 3 corpos de prova para determinação da resistência à compressão⁶ e, aos 28 dias, foram ensaiados 3 corpos de prova para determinação do módulo de elasticidade⁷ e 3 para determinação da resistência à compressão. Os valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade, aos 28 dias, foram de 41,4MPa e 37,6GPa, respectivamente.

4.3.4 Aço

Utilizou-se, para a fabricação da armadura das vigas, aço de construção CA-50, fabricado pela Gerdau. Para caracterizar o comportamento à tração da armadura longitudinal foram ensaiadas duas amostras com 500mm de comprimento para cada diâmetro de barra utilizado⁸. A Tabela 4.5 apresenta os valores médios das tensões obtidas nestes ensaios.

Tabela 4.5 – Características do aço.

Diâmetro	Tensão de Escoamento	Tensão de Ruptura
6,3	508	
12,5	578	806

4.3.5 Sistemas de reforço

Os sistemas de reforço com fibra carbono e vidro utilizados na presente pesquisa, formados por fibras do tipo *dry fabric* e resina do tipo epóxi, são fabricados pela Degussa Construction

⁵ Moldagem efetuada de acordo com os procedimentos da NBR 5738 (1994)

⁶ De acordo com a NBR 5739 (1994)

⁷ De acordo com a NBR 8522 (2002)

⁸ De acordo com a NBR 6152 (1992)

Chemicals e comercializados com a denominação de Sistema Compósito Estrutural MBrace™.

O sistema PRF com fibra de aramida foi criado no LEME/UFRGS, empregando um tecido de aramida com fio AK-40 produzido pela Du Pont, e uma resina epóxi de baixa viscosidade produzida pela Huntsman. Para melhorar a aderência entre o substrato de concreto e o compósito, foi utilizado o *primer* do sistema anterior, fabricado pela MBrace.

As principais características dos sistemas PRF empregados encontram-se sumarizadas na Tabela 4.6. Verifica-se, na tabela, que o módulo de elasticidade da fibra de carbono é cerca de três vezes superior ao módulo da fibra de vidro, e duas vezes superior ao módulo da fibra de aramida. A formulação epóxi empregada para geração do PRF de aramida é mais deformável que a formulação comercial do sistema MBrace, e apresenta resistência à tração cerca de 15% inferior.

Tabela 4.6 – Características dos componentes dos sistemas PRF empregados na pesquisa, fornecidas pelos fabricantes.

	Carbono CF 130	Vidro EG 900	Aramida AK 60
Resistência à tração (Mpa)	3400	1517	2800
Espessura (mm)	0,165	0,353	0,286
Módulo de elasticidade (MPa)	227.000	72.400	124.000
Peso específico (g/m ²)	300	900	450
Deformação última (‰)	15	21	23
	Formulação Epóxi		
Componentes	Mbrace Saturant - A Mbrace Saturant - B	Araldite LY 1564 Aradur 955	
Resistência à tração (Mpa)	124	106	
Deformação última (‰)	25	65 – 75	
Módulo de elasticidade (MPa)	3.100	2.600-2.800	

4.3.6 Execução dos reforços

A aplicação dos sistemas de reforço foi efetuada seguindo os procedimentos listados abaixo:

- Primeiramente, a superfície do elemento estrutural foi preparada para garantir uma melhor ligação entre o PRF e o substrato de concreto. O substrato de concreto recebeu

lixamento mecânico, de forma a deixar exposta a semi-periferia dos agregados maiores. Verificou-se, então, a integridade da superfície do concreto e a ausência de pó, graxas e contaminantes. Para evitar o desenvolvimento de esforços de corte no reforço, foi verificado se a superfície apresentava boa linearidade;

- Nos trechos de aplicação das faixas de reforço extra para ancoragem, executados transversalmente, os cantos vivos foram eliminados, criando-se bordas arredondadas;

- Antes do início da operação de fabricação do compósito *in-situ*, a fibra para o reforço principal e as ancoragens foram cortadas nas dimensões previstas no projeto;

- No início da operação de fabricação do compósito, o substrato de concreto limpo recebeu uma aplicação de *primer*, aplicado para criar uma ponte de aderência entre a superfície de concreto e o PRF;

- Quando a superfície do *primer* se tornava menos pegajosa ao toque, indicando início de cura, aplicou-se a primeira camada de resina epóxi no substrato;

- Após a aplicação de resina no substrato de concreto, foi realizada a aplicação da fibra, também já impregnada com resina. A fibra foi posicionada no substrato e pressionada manualmente, para iniciar sua penetração na camada de resina. Foi, então, empregado um rolo de borracha para retirar o ar e favorecer a ascensão da resina, buscando envolver de forma mais eficaz a fibra;

- Sobre a fibra, foi, então, aplicada mais uma camada de resina, com a finalidade de garantir a formação de uma matriz envolvente.

4.3.7 Instrumentação

A instrumentação para determinação dos deslocamentos verticais no centro do vão foi realizada por meio de um transdutor de deslocamento tipo LVDT (*Linear variation displacement transducer*), localizado na parte inferior das vigas. Para obtenção das deformações específicas no concreto, no aço e no reforço, foram empregados extensômetros elétricos unidirecionais (*strain gauges*) da marca KYOWA, aplicados no concreto, na

armadura interna e na superfície inferior dos compósitos. A Figura 4.4 mostra a posição do LVDT e extensômetros elétricos utilizados na instrumentação das vigas ensaiadas.

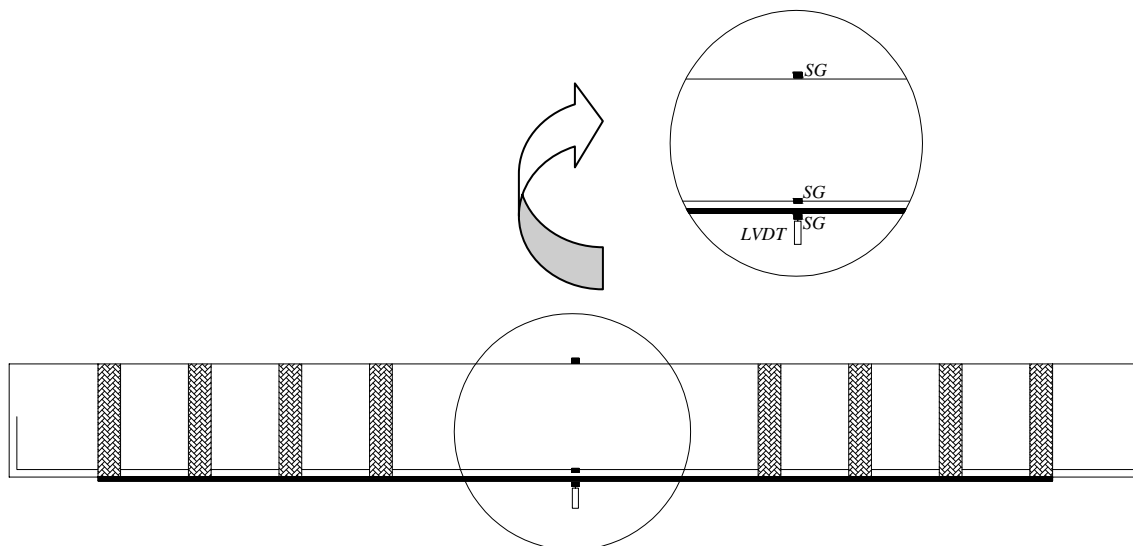


Figura 4.4 – Posicionamento do LVDT e dos extensômetros elétricos.

Os valores de cargas, deslocamentos verticais e deformações específicas foram registrados e armazenados por um sistema de aquisição de dados controlado via computador. Os dados obtidos permitiram o traçado dos diagramas carga-deslocamento e carga-deformação para os diferentes materiais, servindo de base para a comparação entre os resultados experimentais e os obtidos através da análise numérica.

4.3.8 Procedimento de ensaio

Os ensaios das vigas de concreto armado da etapa 1 foram realizados no Laboratório de Metalurgia Física (LAMEF) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), onde foi criado um pórtico de carga com capacidade suficiente para induzir a ruptura das vigas.

Foram realizados ensaios de flexão de quatro pontos, com a viga colocada sobre um sistema de apoios de primeira e segunda ordem, gerando uma situação estaticamente determinada. O carregamento foi aplicado em dois pontos, dispostos em intervalos de 950mm ao longo do vão livre de 2850mm.

Esta configuração de ensaio (viga bi-apoiada com duas cargas concentradas simétricas), denominada flexão a 4 pontos, se torna interessante na medida em que permite a análise dos mecanismos de ruptura à flexão simples do concreto armado de forma satisfatória, possibilitando a análise de dados em um trecho de momento constante, no vão central da viga.

A aplicação da carga foi realizada por meio de um único cilindro de carga, cujo efeito foi transmitido por um perfil metálico aos dois pontos de contato com a viga. A Figura 4.5 mostra, esquematicamente, o dispositivo de ensaio.

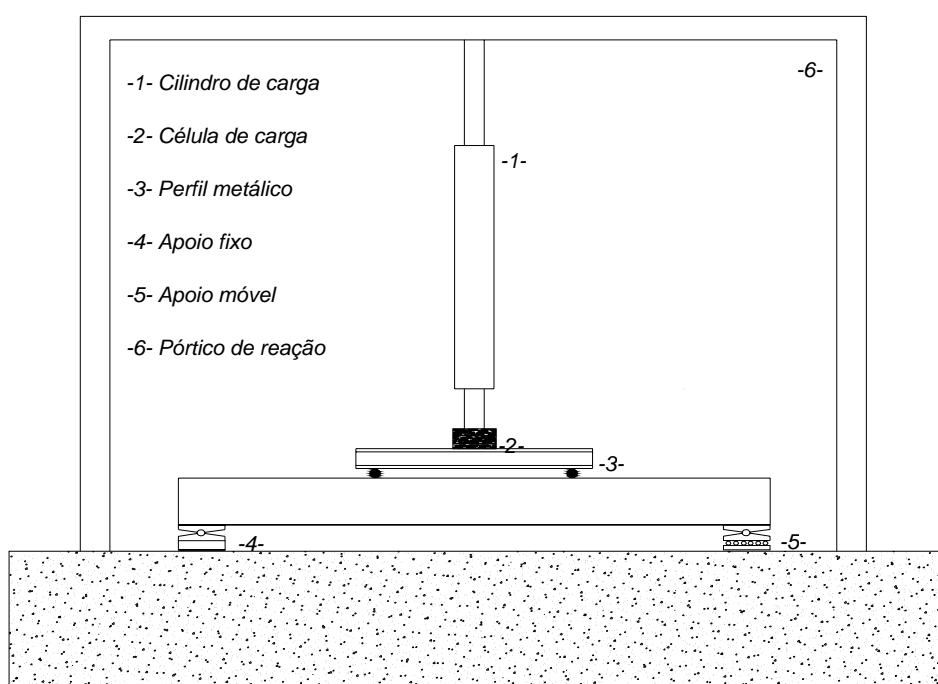


Figura 4.5 – Ilustração esquemática do dispositivo de ensaio.

A cada incremento de carga, eram armazenados no sistema de aquisição de dados os valores dos deslocamentos verticais no centro do vão e das deformações específicas nos materiais.

4.3.9 Análise numérica

Visando desenvolver uma solução analítica para prever o comportamento das vigas de concreto armado reforçadas com PRF, uma análise não-linear foi realizada, com base em recomendações existentes na literatura sobre o comportamento de elementos reforçados.

O modelo criado foi implementado, computacionalmente, com auxílio do software MATLAB® que, segundo descrição da fabricante, *Mathworks Company*, é uma linguagem computacional técnica de alto nível, com ambiente para desenvolvimento de algoritmos, visualização e análise de dados.

O modelo numérico não-linear desenvolvido adotou um diagrama momento *versus* curvatura com resposta tri-linear, também utilizado por Charkas et al. (2002 e 2003), El-Mihilmy et al. (2000) e Razaqpur et al. (2000) para análise da seção transversal da viga de concreto armado reforçada com PRF.

Conforme pode ser observado na Figura 4.6, o diagrama é caracterizado por três estágios: fissuração do concreto (Estádio I), escoamento do aço (Estádio II) e desenvolvimento da capacidade última do elemento reforçado (Estádio III). A partir do diagrama momento *versus* curvatura da seção transversal do elemento reforçado são, obtidas as deflexões, por integração, e geradas as respostas carga-deslocamento.

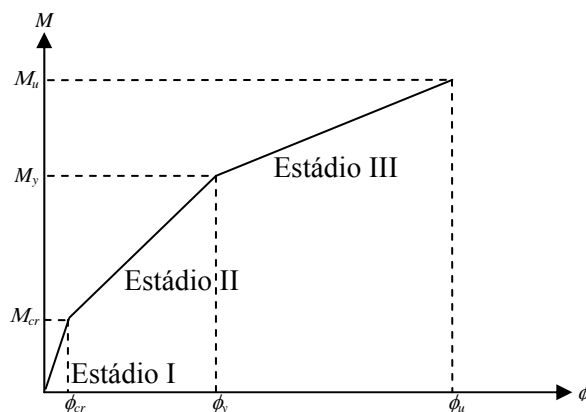


Figura 4.6 - Diagrama momento *versus* curvatura com resposta tri-linear.

O Estádio I, chamado de pré-fissuração do concreto, se estende do início do carregamento até o momento em que o concreto atinge sua resistência à tração máxima. O Estádio II, chamado de fissuração, inicia ao final do Estádio I e termina quando o aço entra em escoamento. Já o Estádio III, chamado de pós-fissuração, sucede o Estádio II e chega ao fim quando o elemento

atinge sua capacidade última, seja por ruptura à compressão do concreto ou por ruptura do reforço.

Observa-se que no Estádio I, qualquer momento atuante na seção transversal (M) deve ser menor que o momento em que ocorre fissuração do concreto (M_{cr}). No Estádio II, M está situado entre M_{cr} e M_y , que corresponde ao momento em que ocorre o escoamento do aço. No Estádio III, o M se situa entre M_y e M_u , que corresponde ao momento último da seção transversal.

A relação momento *versus* curvatura de uma seção de concreto armado reforçada com PRF pode ser determinada através do equilíbrio interno de forças, como no caso do concreto armado. A Figura 4.7 mostra uma distribuição de tensões e deformações que pode ser utilizada para verificação do equilíbrio interno de forças da seção reforçada em cada fase do diagrama momento *versus* curvatura.

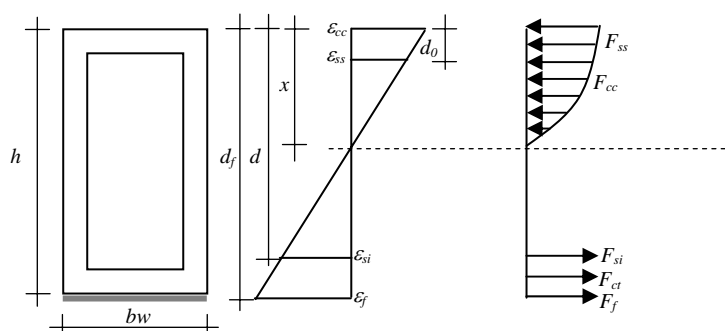


Figura 4.7 – Equilíbrio interno de forças de uma seção de concreto armado reforçada.

O equilíbrio interno da seção resulta em:

$$F_{cc} + F_{ss} = F_{si} + F_{ct} + F_f \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde:

F_{cc} – Força referente ao concreto comprimido.

F_{ss} – Força referente ao aço da armadura superior.

F_{si} – Força referente ao aço da armadura inferior.

F_{ct} – Força referente ao concreto tracionado.

F_f – Força referente ao PRF.

A Equação 4.2 expressa o valor da tensão no concreto tracionado. O comportamento do concreto à compressão foi considerado de acordo com a parábola proposta por Hognestad em 1975 (Equação 4.3).

$$\sigma_{ct} = E_c \varepsilon_{ct} \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$\sigma_{cc} = f_c \left[2 \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} - \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right]$$

(Equação 4.3)

Sendo:

f_c - Resistência à compressão do concreto.

σ_{cc} e σ_{ct} - Tensões no concreto nas bordas superior e inferior da seção transversal.

ε_{cc} e ε_{ct} - Deformações no concreto nas bordas superior e inferior da seção transversal.

ε_{cu} - Deformação última do concreto à compressão.

O comportamento do aço das armaduras foi considerado como sendo elasto-plástico perfeito, conforme mostrado na Figura 4.8.

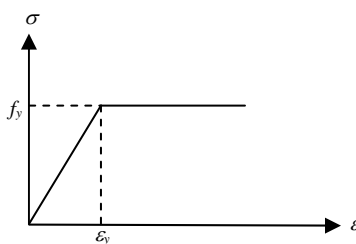


Figura 4.8 – Diagrama tensão-deformação admitido para o aço.

A Equação 4.4 representa o comportamento do aço até o escoamento e a Equação 4.5 representa o comportamento do aço após o escoamento

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (\text{Equação 4.4})$$

$$\sigma_s = f_y \quad (\text{Equação 4.5})$$

Sendo:

σ_s – Tensão no aço.

E_s – Módulo de elasticidade do aço.

ε_s – Deformação no aço.

f_y – Tensão de escoamento do aço.

Para o PRF, foi considerado um comportamento linear-elástico até a ruptura, representado pela Equação 4.6 e exemplificado na Figura 4.9.

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \quad (\text{Equação 4.6})$$

Sendo:

ε_f – Deformação no PRF.

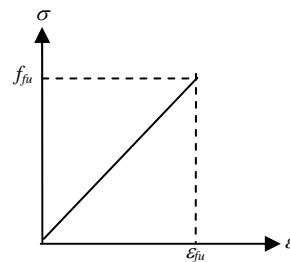


Figura 4.9 – Diagrama tensão-deformação dos PRF.

Estabelecidas as relações constitutivas dos materiais, pode-se determinar as equações de equilíbrio para cada estádio.

Para o Estádio I, a equação de equilíbrio descrita pela Equação 4.1 resulta na Equação 4.7:

$$bw \int_0^x \sigma(y) dy + \varepsilon_{ss} E_s A_{ss} = \varepsilon_{si} E_s A_{si} + \varepsilon_{ct} E_{ct} A_{ct} + \varepsilon_f E_f A_f \quad (\text{Equação 4.7})$$

Aplicando as equações de compatibilidade de deformações, temos:

$$bw f_c \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{3\varepsilon_{cu}} \right) x + \varepsilon_{cc} \left(\frac{x-d_0}{x} \right) E_s A_{ss} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{d-x}{x} \right) E_s A_{si} + \varepsilon_{cc} \left(\frac{h-x}{x} \right) E_c bw \left(\frac{h-x}{2} \right) + \varepsilon_{cc} \left(\frac{d_f-x}{x} \right) E_f A_f \quad (\text{Equação 4.8})$$

Finalmente, rearranjando os termos, obtemos a Equação 4.9, de segundo grau, que representa o equilíbrio no Estádio I:

$$\left(\frac{2p}{\varepsilon_{cc}} - E_c b\right)x^2 + (2E_s A_{ss} + 2E_c bwh + 2E_s A_{si} + 2E_f A_f)x - (2d_0 E_s A_{ss} + bwE_c h^2 + 2d E_s A_{si} + 2d_f E_f A_f) = 0 \quad (\text{Equação 4.9})$$

Sendo:

$$p = bwf_c \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{3\varepsilon_{cu}}\right) \quad (\text{Equação 4.10})$$

x – Posição da linha neutra da seção transversal.

A_{ss} – Área de aço na posição comprimida da viga.

A_{si} – Área de aço na posição tracionada da viga.

No Estádio II, o concreto já chegou ao seu limite de resistência à tração, logo, a equação de equilíbrio descrita pela Equação 4.1 resulta em:

$$bw \int_0^x \sigma(y) dy + \varepsilon_{ss} E_s A_{ss} = \varepsilon_{si} E_s A_{si} + \varepsilon_f E_f A_f \quad (\text{Equação 4.11})$$

Aplicando as equações de compatibilidade de deformações, temos:

$$bwf_c \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{3\varepsilon_{cu}}\right)x + \varepsilon_{cc} \left(\frac{x-d_0}{x}\right) E_s A_{ss} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{d-x}{x}\right) E_s A_{si} + \varepsilon_{cc} \left(\frac{d_f-x}{x}\right) E_f A_f \quad (\text{Equação 4.12})$$

Finalmente, rearranjando os termos, obtemos a Equação 4.13, de segundo grau, que representa o equilíbrio no Estádio II:

$$p x^2 + (\varepsilon_{cc} E_s A_{ss} + \varepsilon_{cc} E_s A_{si} + \varepsilon_{cc} E_f A_f)x - (\varepsilon_{cc} d_0 E_s A_{ss} + \varepsilon_{cc} d E_s A_{si} + \varepsilon_{cc} d_f E_f A_f) = 0 \quad (\text{Equação 4.13})$$

Considerando que no Estádio III o aço da armadura inferior atingiu a tensão de escoamento, a Equação 4.1 resulta em:

$$bw \int_0^x \sigma(y) dy + \varepsilon_{ss} E_s A_{ss} = f_y A_{si} + \varepsilon_f E_f A_f \quad (\text{Equação 4.14})$$

Aplicando as equações de compatibilidade de deformações, temos:

$$bw f_c \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cu}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{3\varepsilon_{cu}} \right) x + \varepsilon_{cc} \left(\frac{x-d_0}{x} \right) E_s A_{ss} = f_y A_{si} + \varepsilon_{cc} \left(\frac{d_f - x}{x} \right) E_f A_f \quad (\text{Equação 4.15})$$

Finalmente, rearranjando os termos, obtemos a Equação 4.16, de segundo grau, que representa o equilíbrio no Estádio III:

$$px^2 + (\varepsilon_{cc} E_s A_{ss} + f_y A_{si} + \varepsilon_{cc} E_f A_f) x - (\varepsilon_{cc} d_0 E_s A_{ss} + \varepsilon_{cc} d_f E_f A_f) = 0 \quad (\text{Equação 4.16})$$

Utilizando-se as equações de equilíbrio específicas de cada estágio, podem ser determinadas, através de um processo iterativo, a posição da linha neutra, as tensões e as deformações nos materiais, nos limites dos Estádios I, II e III.

Em seguida, podem-se determinar os momentos e curvaturas para cada estágio, a partir de equações adaptadas do código ACI 440.4R-02 (2002).

Segundo El-Mihilmy & Tedesco (2000), o momento M_{cr} que caracteriza o limite do Estádio I pode ser expresso pela Equação 4.17:

$$M_{cr} = \frac{f_t' I_g}{y} \quad (\text{Equação 4.17})$$

Sendo:

f_t' – Valor de cálculo da resistência à tração na flexão do concreto.

I_g – Momento de inércia equivalente para o Estádio I.

y – Distância do centróide da viga até a fibra mais tracionada.

O valor de ϕ_{cr} pode ser expresso pela Equação 4.18:

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} \quad (\text{Equação 4.18})$$

Para o cálculo de M_y , limitante do Estádio II, El-Mihilmy e Tedesco (2000) sugerem a formulação da Equação 4.19:

$$M_y = E_c I_{cr} \phi_y \quad (\text{Equação 4.19})$$

Sendo:

I_{cr} - Momento de inércia para a seção fissurada do Estádio II.

ϕ_y - Curvatura correspondente ao escoamento do aço.

A curvatura correspondente ao escoamento do aço pode ser expressa pela Equação 4.20:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - x} \quad (\text{Equação 4.20})$$

Para a determinação do limite do Estádio III, determina-se, primeiramente, a capacidade resistente da seção (M_u). Segundo Charkas et al. (2003), a determinação dos valores de M_u e ϕ_u depende do modo de falha que ocorre na viga de concreto armado reforçada. Quando a ruptura ocorre no PRF, pode-se utilizar a formulação mostrada na Equação 4.21 para determinação de M_u .

Ou seja, se a ruptura ocorre no PRF:

$$M_u = A_{s1} f_y (d - \gamma x) + A_f f_{fu} (d_f - \gamma x) + A_{ss} \sigma_{ss} (\gamma x - d_0) \quad (\text{Equação 4.21})$$

Sendo:

$$\gamma = \frac{4\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc}}{4(3\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cc})} \quad (\text{Equação 4.22})$$

f_{fu} - Tensão última no PRF.

σ_{ss} – Tensão no aço da armadura superior.

Se, por outro lado, ocorrer ruptura do concreto antes da ruptura do PRF:

$$M_u = A_{sif} f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + A_f \sigma_f \left(d_f - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + A_{ss} \sigma_{ss} (x - d_0) \quad (\text{Equação 4.23})$$

Sendo:

β_1 – Relação entre as profundidades da seção retangular de concreto equivalente e da linha neutra.

Já Razagpur et al. (2000) apresentam as seguintes equações para determinação da curvatura (ϕ_u), que corresponde a M_u , no limite do Estádio III:

Se a ruptura ocorre no PRF, ϕ_u é calculado pela Equação 4.24:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_f}{d_f - x} \quad (\text{Equação 4.24})$$

Se ocorrer ruptura do concreto antes da ruptura do PRF, ϕ_u é calculado pela Equação 4.25:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \quad (\text{Equação 4.25})$$

O critério utilizado para determinação da máxima força ancorada pelo reforço, que caracteriza a ruptura do PRF, foi o proposto por Teng et al. (2002). Segundo este critério, deve-se, primeiramente, calcular o coeficiente de largura do reforço à flexão (β_p) determinado pela expressão:

$$\beta_p = \sqrt{\frac{\left(2 - \frac{L_f}{bw} \right)}{\left(1 + \frac{L_f}{bw} \right)}} \quad (\text{Equação 4.26})$$

Sendo:

L_f – Largura do PRF.

O comprimento de ancoragem efetivo (L_e) é determinado pela equação:

$$L_e = 0,5623 \sqrt{\frac{t_f E_f}{\sqrt{f_c}}} \quad (\text{Equação 4.27})$$

Sendo:

t_f – Espessura do PRF

A partir do valor de L_e , pode-se determinar a força máxima ancorada pelo reforço (F_{fu}) através da Equação 4.28:

$$F_{fu} = 0,3162 \beta_p \beta_l \sqrt{f_c} L_f L_e \quad (\text{Equação 4.28})$$

Sendo:

β_l - Fator que relaciona o comprimento de ancoragem L e o comprimento de ancoragem efetivo L_e . Expresso por:

$$\beta_l = 1, \text{ se } L \geq L_e \quad (\text{Equação 4.29})$$

$$\beta_l = \text{sen} \left[\frac{\pi L}{2L_e} \right] \quad (\text{Equação 4.30})$$

O comprimento de ancoragem L , utilizado para determinação de β_l , é determinado pela Equação 4.31.

$$L = \frac{f_{fu} t_f}{\tau_{bu}} \quad (\text{Equação 4.31})$$

Sendo:

τ_{bu} - Tensão última de aderência em MPa

Segundo Teng et al. (2002), a tensão máxima atuante no reforço, em kN/cm^2 , pode ser expressa por:

$$f_{fu} = 0,1956 \beta_p \beta_l \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_c}}{t_f}} \quad (\text{Equação 4.32})$$

Determinados os momentos e as curvaturas correspondentes aos Estádios I, II e III, inicia-se o procedimento para cálculo dos deslocamentos verticais no centro do vão.

Como observado na Figura 4.6, a rigidez de uma viga de concreto armado reforçada diminui com o incremento de carregamento.

Charkas et al. (2002) apresentam um procedimento que considera a distribuição de rigidez nos três estádios do diagrama momento *versus* curvatura. Para tanto, considera como a fissuração afeta a rigidez da seção de concreto ao longo do comprimento da viga. No processo de cálculo, estabelece os valores de L_g e L_y , que localizam os trechos onde o concreto não se encontra fissurado (junto aos apoios) e o trecho onde os momentos atuantes não causam o escoamento do aço. Estes conceitos estão ilustrados na Figura 4.10, que mostra a distribuição destes valores para uma viga de concreto armado reforçada, simplesmente apoiada, submetida à flexão em quatro pontos, sendo L_a o valor do vão de cisalhamento.

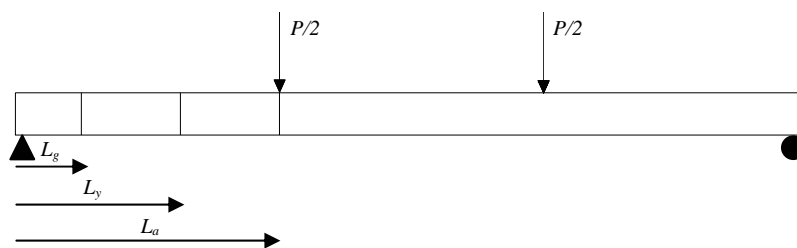


Figura 4.10 – Distribuição de rigidez para flexão em quatro pontos.

Para uma viga simplesmente apoiada, submetida à flexão em quatro pontos, a integração proposta fornece a seguinte expressão para a deflexão no centro do vão:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) + \frac{L_y}{6} [\phi_{cr}(L_y + L_g) - \phi_a(L_y + L_a)] + \frac{\phi_y(L_a - L_g)(L_a + L_y + L_g)}{6} \quad (\text{Equação 4.33})$$

Sendo:

ϕ_a – Curvatura correspondente ao momento atuante na viga.

L_a – Vão de cisalhamento.

Os valores de L_g e L_y são expressos pelas Equações 4.34 e 4.35.

$$L_g = \frac{2M_{cr}}{P} \quad (\text{Equação 4.34})$$

$$L_y = \frac{2M_y}{P} \quad (\text{Equação 4.35})$$

Sendo:

P = Carga atuante na viga.

Simplificando a Equação 4.33 para o Estádio II, onde $L_y = L_a$, e para o Estádio I, onde $L_g = L_a$, encontramos as Equações 4.36 e 4.37.

$$\delta_{\max} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) + \frac{(L_g + L_a)}{6} (\phi_{cr} L_a - \phi_a L_g) \quad (\text{Equação 4.36})$$

$$\delta_{\max} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) \quad (\text{Equação 4.37})$$

4.4 Descrição dos Materiais, Métodos e Procedimentos da Etapa 2

A segunda parte do programa experimental visa estudar o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas externamente pela colagem de sistemas PRF protendidos, através de ensaios de flexão com carregamento estático e cíclico, acompanhados de uma análise numérica, conforme descrito nas seções posteriores.

As vigas ensaiadas nesta etapa do programa experimental fazem parte de um amplo projeto desenvolvido no EMPA e coordenado pelo Professor Urs Meier, que estuda a viabilidade de expansão do Viaduto Felsenau, em Bern, na Suíça, com a criação de duas vias adicionais de tráfego. Neste projeto, são ensaiadas em laboratório vigas com os mesmos níveis de deformações previstos para a estrutura real, sob carregamento estático e cíclico. O projeto prevê o estudo de diferentes técnicas de reforço, com variação dos materiais formadores do

compósito de reforço e variação de temperatura durante a realização dos ensaios de carregamento cíclico.

4.4.1 Matriz experimental

Na segunda etapa do programa experimental, foram testadas seis vigas de concreto armado: uma viga sem reforço (testemunho), uma viga reforçada com laminados de PRFC não-protendidos e quatro vigas reforçadas com laminados de PRFC protendidos. Das quatro vigas reforçadas com PRF protendidos, duas foram ensaiadas à flexão com carregamento estático e duas foram ensaiadas à flexão com carregamento cíclico.

Uma das duas vigas ensaiadas à flexão com carregamento estático foi reforçada com dois laminados protendidos de seção transversal 50x1,2mm, enquanto a outra foi reforçada com quatro laminados protendidos de seção transversal 50x0,6mm. Desta forma, foram reforçadas vigas com a mesma área de reforço, porém, com diferentes distribuições, o que permitiu investigar possíveis alterações no comportamento dos elementos reforçados em função da variação do número e espessura dos laminados.

O nível de protensão aplicado aos laminados foi de 35% da ε_{fu} , para a viga que recebeu dois laminados e 43% da ε_{fu} , para a viga que recebeu quatro laminados. A tensão aplicada nos laminados, compatível com o aparelho de protensão disponível, foi de 960MPa nos laminados de seção transversal 50x1,2mm e 980MPa nos laminados de seção transversal 50x0,6mm.

Visando verificar o comportamento da protensão e, principalmente, do sistema de ancoragem utilizado, foram realizados, além dos ensaios à flexão com carregamento estático, ensaios com carregamento cíclico em duas vigas similares à VFC_PE_01. Estas vigas foram reforçadas com dois laminados protendidos de seção transversal 50x1,2mm. Os níveis de protensão aplicados aos laminados foram de 35% e 43% da ε_{fu} , como reforço para o ensaio estático.

O escopo da matriz experimental e a denominação das vigas ensaiadas podem ser observados na Tabela 4.7. Observa-se que a viga VFC_PC_01 foi ensaiada com níveis de tensão que podem ser considerados elevados, de 50% e 80% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático. Os níveis de tensão aplicados à viga VFC_PC_02, entretanto, foram mais razoáveis, de 50% e 60% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático.

Tabela 4.7 – Matriz experimental da segunda etapa.

Denominação das vigas	Tipo de reforço	Tipo de ensaio	Nível de protensão aplicado ao laminado	Nível de tensão aplicado nos ensaios de fadiga*
VT	Sem reforço	Flexão com carga estática	-	-
VFC_NP_01	Dois laminados de PRFC não protendido		-	-
VFC_PE_01	Dois laminados de PRFC protendido		35% da ε_{fu}	-
VFC_PE_02	Quatro laminados de PRFC protendido		43% da ε_{fu}	-
VFC_PC_01	Dois laminados de PRFC protendido	Flexão com carga cíclica	35% da ε_{fu}	50% e 80%
VFC_PC_02	Dois laminados de PRFC protendido	Flexão com carga cíclica	35% da ε_{fu}	50% e 60%

* Porcentagens relativas à carga correspondente ao escoamento do aço da armadura da viga VFC_PE_01.

4.4.2 Dimensionamento das vigas

As vigas ensaiadas nesta fase apresentavam seção transversal de 1000x220mm e comprimento de 6500mm. Elas foram dimensionadas no Domínio 2 de deformações, sem ruptura à compressão do concreto e com o máximo alongamento permitido para a armadura. Foram utilizadas, como armadura longitudinal, 7 barras de ϕ 12mm, que correspondem a uma taxa de armadura longitudinal $\rho = 0,0041$. Com o intuito de evitar a ocorrência de rupturas por cisalhamento devido aos incrementos de momento fletor e esforço cortante que ocorrem nas vigas reforçadas, as vigas foram dimensionadas com armadura transversal ϕ 8mm a cada 90mm, que corresponde a uma taxa de armadura transversal de 11,17cm²/m. A Figura 4.11 mostra o detalhamento das vigas.

O reforço à flexão da viga VFC_NP_01 foi dimensionado pelo *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), baseado nas recomendações do Eurocode 2 e do documento *German General Approval* (2003).

O reforço foi dimensionado para proporcionar um incremento de carga de, aproximadamente, 45% na capacidade resistente das vigas. Neste nível, a seção de concreto existente seria suficiente para resistir aos esforços de compressão, evitando, assim, o esmagamento do

concreto sem a plena utilização da capacidade resistente especificada para o reforço. Para obter tal incremento na capacidade resistente das vigas, foram utilizados dois laminados de fibra de carbono de 50mm de largura e 1,2mm de espessura, colados na face inferior das vigas.

Como a espessura dos laminados é bastante superior à espessura usual dos tecidos, deve-se observar que sua utilização implica em grandes limitações na sua deformação última. Como o *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), seguindo as indicações do *German General Approval* (2003), dispensa a utilização do reforço ao cisalhamento mínimo quando o concreto sozinho resistir ao incremento de esforço cortante, tal reforço não foi utilizado.

Devido à falta de norma específica para o dimensionamento de elementos de concreto armado reforçados com laminados protendidos, a verificação da capacidade resistente das vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 foi realizada através do procedimento analítico descrito no item 4.4.9 deste capítulo.

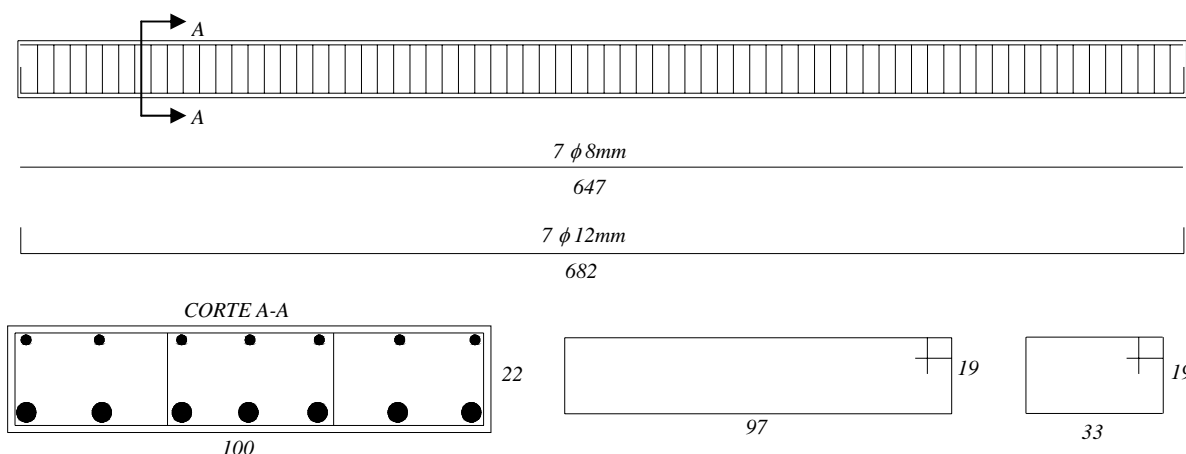


Figura 4.11 – Detalhamento das vigas ensaiadas na segunda etapa.

4.4.3 Concreto

O concreto foi produzido no EMPA, na Suíça. Para a produção do concreto utilizado nas vigas de concreto armado, foram utilizados agregados disponíveis no EMPA e cimento do tipo CEM I 42,5. Foi empregada uma dosagem padrão para a classe de resistência B 35/45 (valores expressos em MPa), que resultou no proporcionamento de materiais mostrado na Tabela 4.8.

O concreto foi produzido em um misturador automático, como mostrado na Figura 4.12. O adensamento do concreto foi realizado de forma mecânica, através da utilização de um vibrador de imersão tipo agulha. Durante a cura do concreto, as vigas foram cobertas com lonas plásticas, até a desmoldagem, que ocorreu sete dias após a concretagem.

Para caracterizar as propriedades do concreto, foram moldados dois corpos-de-prova cúbicos de 200mm de lado, de acordo com as especificações da EN 206-1. Os corpos-de-prova foram ensaiados à compressão, fornecendo valor médio de resistência à compressão de 44MPa.

Tabela 4.8 - Consumo de materiais por m³.

Material		Proporção	Consumo (kg/m ³)
Cimento		1	325
Agregado	0...4 mm	1,870	610
	4...8 mm	0,940	305
	8...16 mm	0,990	324
	16...32 mm	2,050	667
Água		0,440	145
Aditivo 1		0,6%	1,950
Aditivo 2		0,1%	0,325

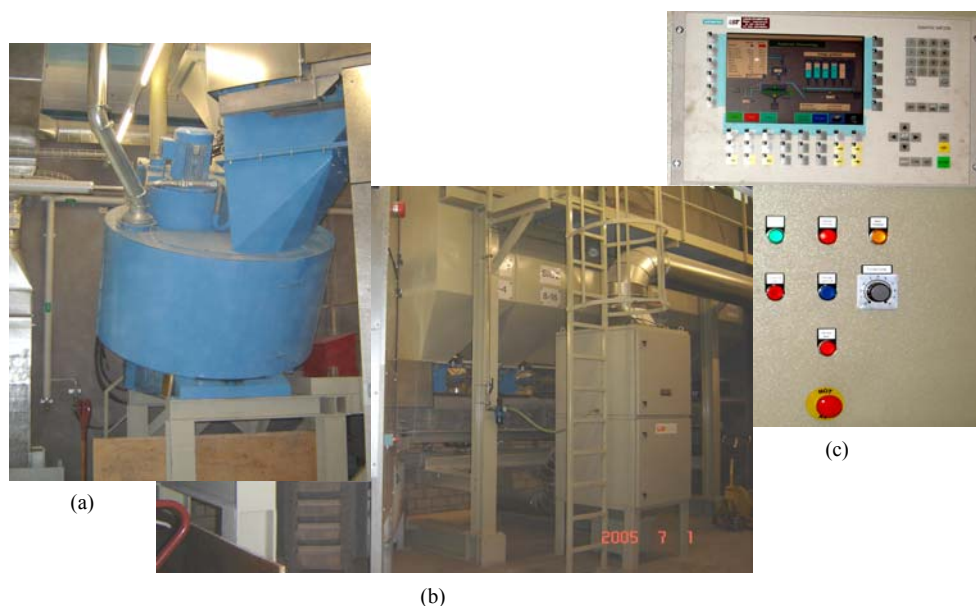


Figura 4.12 – Misturador automático utilizado na produção do concreto: (a) Betoneira que recebe a mistura; (b) Silos de armazenagem dos materiais; (c) Painel de controle.

4.4.4 Aço

Para caracterizar o comportamento à tração da armadura longitudinal, foram ensaiadas duas amostras com 500mm de comprimento para cada diâmetro de barra utilizado, de acordo com as recomendações da EN 10002-1. A Tabela 4.9 apresenta os valores médios das tensões e deformações obtidas nos ensaios.

Tabela 4.9 – Características do aço.

Diâmetro (mm)	Tensão de Escoamento (MPa)	Deformação no Escoamento (‰)	Tensão de Ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
8	554	2,51	662	220
12	436	1,98	688	215

4.4.5 Sistemas de reforço

A estrutura proposta, inicialmente, para a segunda etapa do programa experimental, previa a análise do comportamento de compósitos tipo PRFV e PRFC protendidos no reforço de vigas de concreto armado. Entretanto, ensaios de caracterização realizados no EMPA com os laminados de PRFV disponíveis no local para utilização nos reforços (vide Figura 4.13), baseados nas recomendações da ISO/ FDIS 527-5, não apresentaram bons resultados quanto à deformação em que ocorriam as primeiras manifestações de dano, como pode ser observado na Figura 4.14.

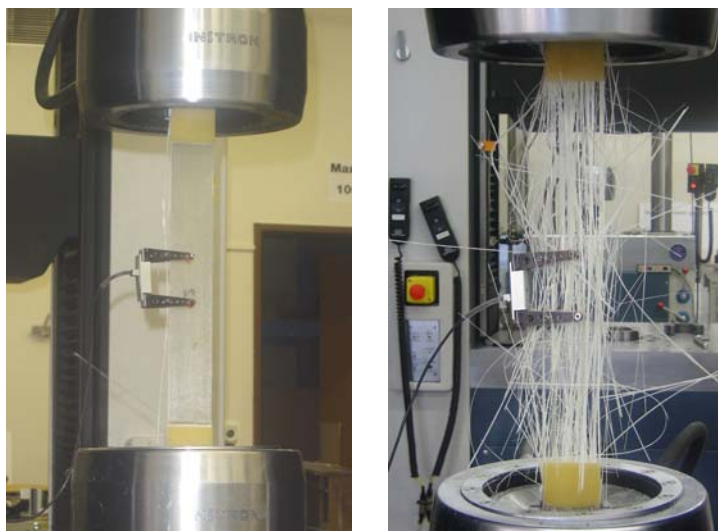


Figura 4.13 – Ensaios de tração realizados nos laminados de PRFV do EMPA.

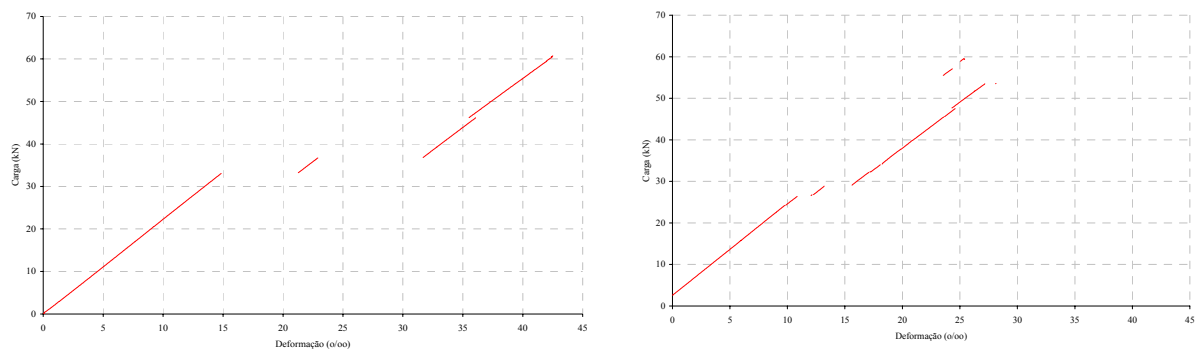


Figura 4.14 - Resultados dos ensaios de tração realizados nos laminados de PRFV.

Desta forma, decidiu-se executar a segunda etapa do programa experimental somente com laminados de fibra de carbono. Empregou-se o sistema Carbodur S512 e uma modificação deste sistema, com metade da espessura original do laminado.

As características do sistema Sika® Carbodur, composto pelo laminado de fibra de carbono Carbodur S512 e pelo adesivo Sikadur®-30, encontram-se na tabela 4.10. A caracterização dos laminados de espessura 0,6mm foi efetuada, de forma experimental, com base nas recomendações da ISO/FDIS 527-5 (1997). Os resultados da caracterização encontram-se na tabela 4.11. Ambos os laminados foram colados com o adesivo Sikadur®-30LP, que apresenta um *pot life* mais longo que a formulação original do sistema Carbodur, como se verifica na tabela 4.12, e é indicado para cura a 80°C.

Tabela 4.10 - Características do sistema Sika® Carbodur, fornecidas pelo fabricante.

	Laminado Carbodur S 512
Espessura (mm)	1,2
Largura (mm)	50
Resistência à tração (Mpa)	2.800
Deformação última (‰)	17
Módulo de elasticidade (MPa)	165.000
Temperatura máxima (°C)	500
	Resina Sikadur®-30
Componentes	3ParteA:1Parte B
<i>Pot life</i> a 35°C (min)	40
Tg (°C)	62
Módulo de elasticidade (MPa)	12.800

Tabela 4.11 - Características do laminado Carbodur S512 com metade da espessura original.

	Laminado Carbodur S512 modificado
Espessura (mm)	0,60
Largura (mm)	50
Resistência à tração (Mpa)	2.235
Deformação última (‰)	15
Módulo de elasticidade (MPa)	149.000

Tabela 4.12 - Características do adesivo Sikadur®-30LP, fornecidas pelo fabricante.

	Resina Sikadur®-30LP
Componentes	2ParteA:1Parte B
Pot life a 25°C (min)	60
Pot life a 55°C (min)	30
Tg (°C)	107
Módulo de elasticidade (MPa)	10.000

4.4.6 Execução dos reforços

A aplicação do sistema de reforço nos laminados protendidos também requer a preparação da superfície de concreto, como descrito na etapa 1. Além da preparação da superfície, se torna necessária a limpeza do laminado.

A protensão dos laminados foi realizada com o equipamento patenteado pela equipe do EMPA, sob coordenação do Professor Urs Méier, no ano de 2002, baseado nos princípios descritos no Capítulo 3. A Figura 4.15 mostra, esquematicamente, o equipamento utilizado.

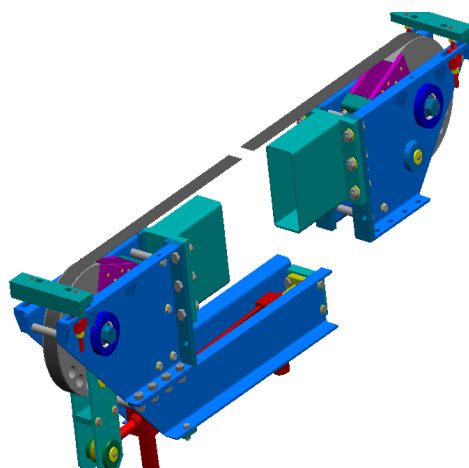


Figura 4.15 Desenho esquemático do equipamento de protensão do laminado [Meier, 2005].

O equipamento mostrado na Figura 4.15 permite a aplicação de somente um laminado por operação. Entretanto, existe a previsão de construção de um equipamento que permita a aplicação simultânea de até quatro laminados.

Para a aplicação dos laminados protendidos, primeiramente foi aplicado o adesivo sobre a superfície do laminado, previamente cortado nas dimensões desejadas para o reforço. Após a aplicação do adesivo, foi realizado o engate do laminado no equipamento que realiza a protensão, que já se encontrava fixado à viga que receberia o reforço.

Em seguida aplicaram-se, ao longo do laminado, os termopares que servem para controlar a temperatura imposta para acelerar a cura do adesivo. A Figura 4.16 mostra detalhes da aplicação do adesivo em um laminado e do procedimento de engate do laminado no equipamento de protensão fixado à viga.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.16 – (a) Aplicação do adesivo no laminado; (b) e (c) Engate do laminado no equipamento de protensão.

Foi empregado um sistema de ancoragem gradual, como descrito no Capítulo 3. Este sistema de ancoragem prevê que a tensão aplicada ao laminado diminua gradualmente, a partir da região central da viga, chegando a zero nas extremidades. Desta forma, o equipamento que realiza a protensão aplica a força máxima requerida na região central da viga e estimula a cura com aplicação de calor.

Após a cura do adesivo da parte central da viga, a força de protensão é ligeiramente aliviada e mais duas porções de adesivo são termoestimuladas, de cada lado do trecho de PRF já curado, gerando um nível de protensão levemente inferior nessas áreas. Esse processo é repetido até que todo o PRF esteja colado na viga. Com as reduções graduais nas extremidades do PRF, o nível de protensão aplicado é muito baixo ou próximo de zero, dispensando sistemas de ancoragem adicionais.

No presente estudo, independentemente do nível de protensão máxima, a termoativação foi realizada em seis etapas, gerando seis gradientes de protensão.

Para os laminados de seção transversal de 50x1,2mm, com nível de protensão de 35%, a força máxima aplicada foi de 60kN no centro do vão, diminuindo, gradualmente, para 48kN, 36kN, 24kN, 12kN e, finalmente, zero nas extremidades.

Para os laminados de seção transversal 50x0,6mm, com nível de protensão de 43%, a força máxima aplicada foi de 30kN no centro do vão, diminuindo, gradualmente, para 24kN, 18kN, 12kN, 6kN e, finalmente, zero nas extremidades.

4.4.7 Instrumentação

Todas as vigas ensaiadas com carga estática foram instrumentadas para obtenção dos deslocamentos verticais no centro do vão e deformações específicas no reforço. Para obtenção dos deslocamentos verticais, foram empregados dois transdutores do tipo LVDT, posicionados na parte superior das vigas. As deformações específicas no reforço foram monitoradas através de extensômetros elétricos do tipo *strain gauges*, unidirecionais simples, colados nos laminados, no centro do vão das vigas. A Figura 4.17 mostra a posição da instrumentação nas vigas ensaiadas com carga estática. A viga reforçada com quatro laminados foi instrumentada com dois *strain gauges* em laminados intercalados

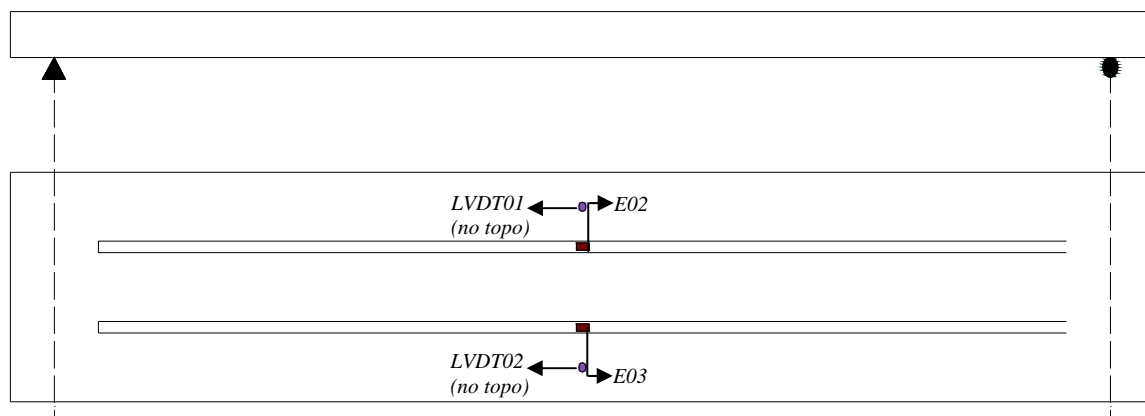


Figura 4.17 – Esquema de instrumentação das vigas ensaiadas com carregamento estático na segunda etapa da pesquisa.

As vigas ensaiadas com carregamento cíclico foram instrumentadas com dois transdutores do tipo LVDT, posicionados na parte superior das vigas, e com extensômetros elétricos do tipo *strain gauges* unidirecionais simples, colados no concreto comprimido e nos laminados, no centro do vão das vigas.

As vigas também foram instrumentadas com bases para utilização de um alongômetro digital, com a finalidade de determinar deformações em vários pontos do PRF e do concreto, identificando possíveis locais de falha.

A Figura 4.18 mostra a posição dos transdutores do tipo LVDT, do deflectômetro, dos extensômetros elétricos e das placas para utilização do alongômetro, utilizados na instrumentação das duas vigas ensaiadas. As medições nas três vigas ensaiadas com carregamento cíclico foram realizadas com 0, 30.000, 100.000, 1.000.000 e 5.000.000 de ciclos.

Os valores de cargas, deslocamentos verticais e deformações específicas foram registrados e armazenados por um sistema de aquisição de dados controlado via computador.

Os dados obtidos nesta etapa permitiram o traçado dos diagramas carga-deslocamento e carga-deformação para os diferentes materiais e forneceram informações sobre a ductilidade, o tipo de ruptura e a resistência à fadiga. Também podem ser utilizados para validação dos resultados obtidos através da análise numérica.

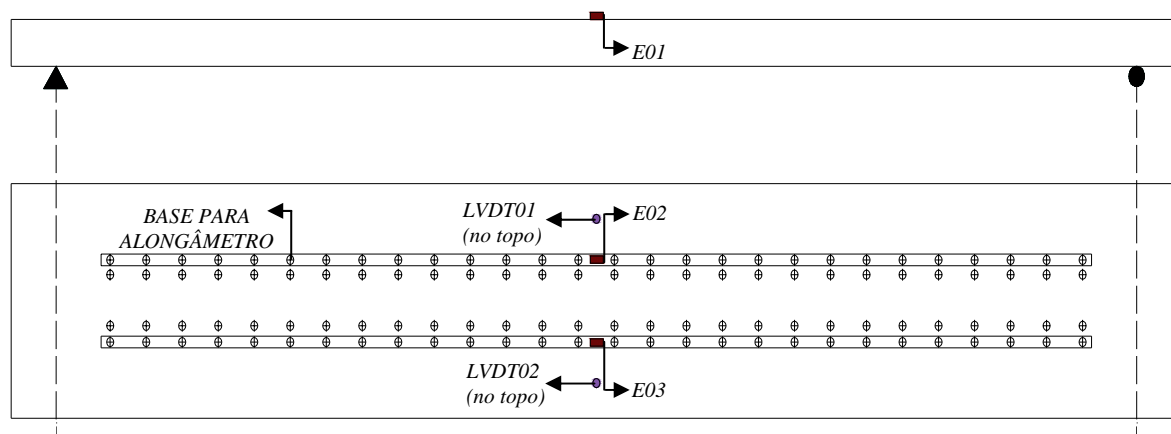


Figura 4.18 – Esquema de instrumentação das vigas ensaiadas com carregamento cíclico na segunda etapa da pesquisa.

4.4.8 Procedimento de ensaio

Os ensaios das 6 vigas de concreto armado da segunda etapa foram realizados no EMPA, na Suíça. Foi empregado um esquema de ensaio de flexão em seis pontos. A viga foi colocada sobre apoios de primeira e segunda ordem, de forma a gerar uma situação estaticamente bem determinada. A carga foi aplicada em quatro pontos, dispostos em intervalos de 1200mm ao longo do vão livre de 6000mm. Esta configuração de carga permite a análise dos mecanismos de ruptura à flexão simples do concreto armado, possibilitando a obtenção de um trecho de flexão pura e quatro trechos de flexão simples.

A aplicação da carga foi realizada por dois cilindros de carga, com capacidade máxima de 100kN cada um, sendo a carga transmitida à viga com auxílio de dois perfis metálicos. A cada incremento de carga foram armazenados no sistema de aquisição de dados os valores dos deslocamentos verticais no centro do vão e das deformações específicas nos materiais. Nas vigas VFC_PC_03 e VFC_PC_04, a cada incremento de carga foram armazenados também os valores obtidos através das leituras manuais do alongômetro digital, que foram transmitidos para o computador via cabo USB. O esquema de ensaio pode ser observado na Figura 4.19.



Figura 4.19 - Esquema de ensaio das vigas da segunda etapa da pesquisa.

4.4.9 Análise numérica

Visando desenvolver uma solução analítica para prever o comportamento das vigas de concreto armado reforçadas com PRF protendidos, uma análise não-linear, similar à descrita na primeira etapa, foi proposta. Essa análise também foi implementada com auxílio do software MATLAB®.

Da mesma forma que na análise numérica da etapa 1, assumiu-se um diagrama momento *versus* curvatura com resposta tri-linear para a seção transversal da viga de concreto armado reforçada com PRF protendido.

A relação momento *versus* curvatura de uma seção de concreto armado reforçada com PRF protendido pode ser determinada através do equilíbrio interno de forças, como no caso das vigas reforçadas com laminados não protendidos. A Figura 4.20 mostra a distribuição de tensões e deformações da viga reforçada com laminados de PRF protendidos. Essa distribuição difere da mostrada na Figura 4.7, pela inclusão da força de protensão, que gera, na seção da viga reforçada, deformações no momento de sua aplicação.

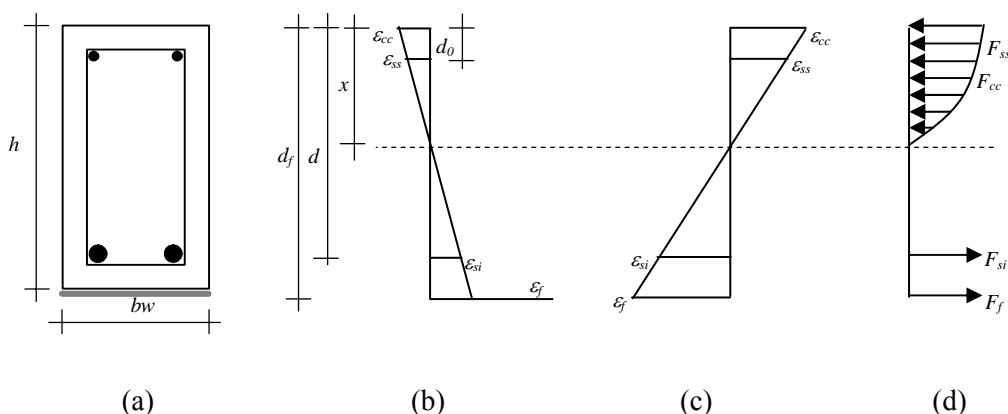


Figura 4.20 - Equilíbrio interno de forças de uma seção de concreto armado reforçada com PRF protendido: (a) Seção transversal; (b) Deformações iniciais devido à protensão; (c) Deformações durante o carregamento; (d) Forças atuantes na seção transversal.

Observa-se na Figura 4.20 (a) que, no momento da aplicação da protensão, surgem na seção da viga reforçada tensões e deformações com sentido contrário ao sentido das tensões e deformações causadas pelo carregamento. As tensões no concreto das bordas superior e inferior da seção transversal podem ser determinadas pelas Equações 4.38 e 4.39.

$$\sigma_{cc} = \frac{-N_p}{Ac} + \frac{e_p}{W_{ss}} \quad (\text{Equação 4.38})$$

$$\sigma_{ct} = \frac{-N_p}{Ac} - \frac{e_p}{W_{si}} \quad (\text{Equação 4.39})$$

Sendo:

N_p – Força de protensão.

W_{ss} e W_{si} – Módulo resistente à flexão nas bordas superior e inferior da seção transversal.

Como discutido no item 3.4 do Capítulo 3, um elemento estrutural reforçado com laminados de PRFC protendidos está sujeito a perdas de tensão nos laminados que podem ser imediatas, derivadas do encurtamento elástico do concreto, ou progressivas, por retração e deformação lenta ou fluência do concreto e por relaxação do PRF. Essas perdas devem ser descontadas da força de protensão aplicada, inicialmente, pela máquina empregada para tensionar o laminado. N_p é a força de protensão que atua na seção após as perdas.

Conhecidas as tensões no concreto nas bordas superior e inferior da seção transversal, pode ser aplicado um momento inicial M_0 que anule a tensão no concreto na face inferior da seção. O momento M_0 pode ser estimado de acordo com a Equação 4.40.

$$M_0 = \frac{-\sigma_{ct} I}{y} \quad (\text{Equação 4.40})$$

Sendo:

M_0 – Momento aplicado para zerar a tensão no concreto na face inferior da seção.

Aplicado o momento M_0 , podem ser determinadas novamente as tensões no concreto nas bordas superior e inferior da seção transversal. Com os novos valores de σ_{cc} e σ_{ct} , determinam-se as deformações no concreto nas faces superior e inferior (Equações 4.41 e 4.42) e a curvatura da seção (Equação 4.43), que são resultantes da aplicação do momento M_0 .

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_c} \quad (\text{Equação 4.41})$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{ct}}{E_c} \quad (\text{Equação 4.42})$$

$$\phi_0 = \frac{-\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{ct}}{h} \quad (\text{Equação 4.43})$$

Sendo:

ϕ_0 – Curvatura inicial devida à aplicação da protensão.

h – Altura da viga.

Após a determinação do momento e da curvatura do estágio anterior ao carregamento da viga, que ocorrem devido à aplicação da protensão, são determinadas as posições da linha neutra, as tensões e as deformações nos materiais, nos limites dos Estádios I, II e III, utilizando-se as equações de equilíbrio específicas de cada estágio. Após esse processo iterativo podem-se

determinar os momentos e curvaturas para cada estágio a partir de equações adaptadas do código ACI 440.4R-02 (2002), como discutido no item 4.4.9 deste Capítulo.

O momento M_0 e a curvatura ϕ_0 , determinados antes do início da interação, devem ser adicionados aos momentos e curvaturas calculados em cada estágio. O limite do Estádio III, para o caso em que os laminados são protendidos e é aplicada a ancoragem gradual, é a resistência à tração do laminado de PRF.

Determinados os momentos e as curvaturas correspondentes aos Estádios I, II e III, inicia-se o procedimento para cálculo dos deslocamentos verticais no centro do vão. Embora as vigas reforçadas com laminados protendidos tenham recebido carga em quatro pontos, os deslocamentos foram determinados de forma aproximada a partir da formulação para carga aplicada em dois pontos. A Figura 4.21 mostra a simplificação adotada para a distribuição de rigidez das vigas de concreto armado reforçadas com PRF protendido.

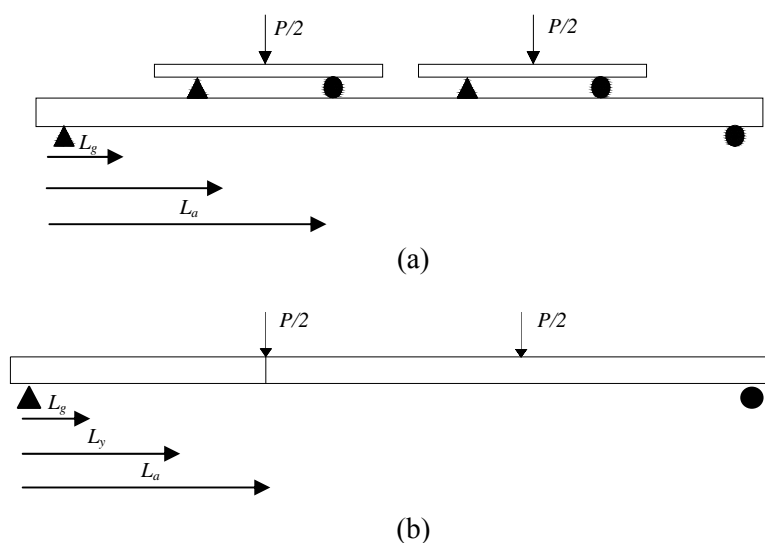


Figura 4.21 - Distribuição de rigidez das vigas de concreto armado reforçadas com PRF protendido: (a) Para flexão em seis pontos; (b) Para flexão em quatro pontos.

Capítulo 5

Discussão dos Resultados da Primeira Etapa do Programa Experimental

5.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento da primeira etapa do programa experimental, que se refere à comparação do desempenho de vigas reforçadas à flexão com fibras de carbono, aramida e vidro, conforme descrito no Capítulo 4, resultou nos dados apresentados neste capítulo. As análises serão feitas tomando como referencial teórico os conceitos abordados nos Capítulos 2 e 3, e considerando as análises numéricas baseadas nos procedimentos analíticos descritos no Capítulo 4.

Os resultados das vigas com reforços à base de diferentes fibras serão analisados, comparativamente, em termos de características de dimensionamento, cargas e modos de ruptura, deslocamentos no centro do vão, fissuração e ductilidade. Tais resultados serão confrontados com os resultados obtidos através do procedimento analítico descrito no Capítulo 4. Finalmente, encerrando a análise dos resultados desta etapa do programa experimental, será apresentada uma análise de custo dos reforços utilizados.

5.2 Dimensionamento dos Reforços com Sistemas PRFC, PRFA e PRFV

O dimensionamento dos sistemas PRFC, PRFA e PRFV foi realizado de acordo com as recomendações do ACI 440.2R-02 (2002) e do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), como descrito no Capítulo 4. As discussões apresentadas neste item se referem

aos resultados do dimensionamento, que são mostrados, resumidamente, nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 – Dados do dimensionamento das vigas VFC_01 e VFA_01.

Reforço de vigas de concreto armado com PRF ACI 440.2R-02 (2002) e Design Guide Line for S&P FRP Systems (S&P, 2006)						
Dados da viga	Dados do concreto	Dados do aço flexão	Dados do aço cisalhamento	Esforços resistentes da viga não reforçada	Dados do PRFC	Dados do PRFA
bw = 15cm h = 30cm c = 1,5cm l = 2,7m	f _{ck} = 35MPa E _c = 33721,65MPa ε _{cu} = 0,003 β = 0,81	f _{yk} = 578MPa E _s = 210000 MPa ε _{sy} = 0,00275 φ _s = 12,5mm nφ _s = 2 A _s = 2,45cm ² φ _{s1} = 6,3mm nφ _{s1} = 2 A _{s1} = 0,62cm ²	f _{yk} = 508MPa E _s = 210000 MPa ε _{sy} = 0,00242 φ _s = 6,3mm A _{sw} = 8,90 cm ² /m s _s = 7cm	V _c = 31,90kN V _t = 95,41kN V = 127,31kN Mn = 36,4kNm	f _{fu*} = 3400MPa E _f = 227000 MPa ε _{fu*} = 0,015 CE = 0,95 f _{fu} = 3230MPa ε _{fu} = 0,01425 t _r = 0,165 mm b _r = 15cm	f _{fu*} = 2800MPa E _f = 124000 MPa ε _{fu*} = 0,023 CE = 0,85 f _{fu} = 2380MPa ε _{fu} = 0,01955 t _r = 0,286 mm b _r = 15cm

DIMENSIONAMENTO ACI 440R-02

Momento último a ser resistido pela viga reforçada para incremento de 25% de Mn
Mu = 45,5kNm

Viga VFC_01

n° camadas = 1
A_f = 0,2475cm²
Deformação inicial existente
ε_{ci} = 0
Coefficiente de eficiência da colagem k_m
k_m = 0,9
Estimativa da linha neutra inicial
x = 5,45cm
Tensão e deformação efetivas no reforço
ε_{fe} = 0,01352
k_m x ε_{fu} = 0,01282
ε_{fe} > k_m x ε_{fu}
f_{fe} = 2911,27MPa (E_f x k_m x ε_{fu})
Tensão e Deformação no aço
ε_s = 0,01138
f_s = 578MPa
Linha neutra após equilíbrio
x = 5,85cm
Tensão e deformação no reforço após equilíbrio
ε_{fr} = 0,01238
f_r = 2811,46MPa
Concreto atinge ε_{cu} antes do reforço atingir ε_{fu}
Coefficiente de ductilidade
φ = 0,9
Momento resistente da viga reforçada
Mn = 46,46kNm

Viga VFA_01

n° camadas = 1
A_f = 0,429cm²
Deformação inicial existente
ε_{ci} = 0
Coefficiente de eficiência da colagem k_m
k_m = 0,7685
Estimativa da linha neutra inicial
x = 5,45cm
Tensão e deformação efetivas no reforço
ε_{fe} = 0,01352
k_m x f_{fu} = 0,01502
ε_{fe} < k_m x f_{fu}
f_{fe} = 1676,8MPa (E_f x ε_{fe})
Tensão e Deformação no aço
ε_s = 0,012
f_s = 578MPa
Linha neutra após equilíbrio
x = 5,77cm
Tensão e deformação no reforço após equilíbrio
ε_{fr} = 0,01258
f_r = 1560,12MPa
Concreto atinge ε_{cu} antes do reforço atingir ε_{fu}
Coefficiente de ductilidade
φ = 0,9
Momento resistente da viga reforçada
Mn = 45,96kNm

VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE ANCORAGEM ADICIONAL

Esforço cortante da viga reforçada
V_c = 51,63kN
ACI 440R-02
V > V_c mas V_c > 0,67 V_c – Ancoragem adicional
S&P
V > V_c mas V_c > V_c – Ancoragem adicional mínima

Esforço cortante da viga reforçada
V_c = 51,06kN
ACI 440R-02
V > V_c mas V_c > 0,67 V_c – Ancoragem adicional
S&P
V > V_c mas V_c > V_c – Ancoragem adicional mínima

Na Tabela 5.1 podem ser encontrados os resultados do dimensionamento do reforço das vigas VFC_01 e VFA_01, que visou um incremento de 25% na capacidade resistente nominal das vigas em relação à VT. Para obter o incremento de carga especificado, foram utilizadas uma camada de reforço em cada uma.

Como as propriedades da fibra de carbono combinam baixa espessura com elevado módulo de elasticidade, a área de fibra de carbono necessária para reforçar a viga VFC_01 é cerca de duas vezes inferior à área de fibra de aramida necessária para reforçar a viga VFA_01.

Como discutido no Capítulo 2, o ACI 440.2R-02 utiliza o coeficiente k_m para limitar a deformação admissível no PRF, em função do número de camadas, espessura, deformação última e módulo de elasticidade da fibra. O coeficiente k_m utilizado para o reforço com fibra de carbono foi de 0,90, o que significa que a deformação admissível para a fibra de carbono é, neste caso, 10% inferior à deformação última da fibra.

Já no caso da fibra de aramida, apesar de sua espessura e deformação última serem superiores à da fibra de carbono, seu módulo de elasticidade é bastante inferior. Desta forma, uma redução de 23,25% em sua deformação última é recomendada para evitar a ocorrência de rupturas prematuras por *peeling-off* do reforço.

O dimensionamento dos reforços indicou que, em todos os casos, somente uma porcentagem da capacidade resistente das fibras foi utilizada. No caso da VFC_01, o procedimento indicou que a tensão no reforço, após a determinação do equilíbrio, seria de 2811,46MPa, ou seja, 82,69% da tensão última da fibra de carbono. Já no caso da viga VFA_01, a tensão no reforço atingiria um valor teórico de 1560,12MPa, representando cerca de 56% da tensão última da fibra de aramida.

Estes valores evidenciam as diferenças geradas pelo uso de coeficientes de redução diferenciados, em função do módulo de elasticidade, deformação máxima, espessura e número de camadas de fibras utilizadas no reforço.

O dimensionamento das vigas da série II, reforçadas para ter sua capacidade resistente aumentada em 45%, foi realizado de acordo com as recomendações do ACI 440.2R-02 (2002) e do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), como descrito no Capítulo 4.

Os valores obtidos no dimensionamento das vigas podem ser encontrados na Tabela 5.2. Para o incremento de carga especificado, foram utilizadas duas camadas de fibra de carbono na viga VFC_02, duas camadas de fibra de aramida na viga VFA_02, e três camadas de fibra de vidro na viga VFV_02.

Tabela 5.2 – Dados do dimensionamento das vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02.

Reforço de vigas de concreto armado com PRF ACI 440.2R-02 (2002) e Design Guide Line for S&P FRP Systems (S&P, 2006)							
Dados da viga	Dados do concreto	Dados do aço flexão	Dados do aço cisalhamento	Esforços resistentes da viga não reforçada	Dados do PRFC	Dados do PRFV	Dados do PRFA
bw = 15cm h = 30cm c = 1,5cm l = 2,7m	$f_{ck} = 35\text{MPa}$ $E_c = 33721,65\text{MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0,003$ $\beta = 0,81$	$f_{yk} = 578\text{MPa}$ $E_s = 210000\text{MPa}$ $\epsilon_{sy} = 0,00275$ $\phi_s = 12,5\text{mm}$ $n\phi_s = 2$ $A_s = 2,45\text{cm}^2$ $\phi_{s1} = 6,3\text{mm}$ $n\phi_{s1} = 2$ $A_{s1} = 0,62\text{cm}^2$	$f_{yk} = 508\text{MPa}$ $E_s = 210000\text{MPa}$ $\epsilon_{sy} = 0,00242$ $\phi_s = 6,3\text{mm}$ $A_{sw} = 8,90\text{cm}^2/\text{m}$ $s_s = 7\text{cm}$	$V_c = 31,90\text{kN}$ $V_s = 95,41\text{kN}$ $V = 127,31\text{kN}$ $M_n = 36,4\text{kNm}$	$f_{0r} = 3400\text{MPa}$ $E_r = 227000\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,015$ $CE = 0,95$ $f_{0r} = 3230\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,01425$ $t_r = 0,165\text{mm}$ $b_r = 15\text{cm}$	$f_{0r} = 1517\text{MPa}$ $E_r = 72400\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,021$ $CE = 0,75$ $f_{0r} = 1137\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,01575$ $t_r = 0,353\text{mm}$ $b_r = 15\text{cm}$	$f_{0r} = 2800\text{MPa}$ $E_r = 124000\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,023$ $CE = 0,85$ $f_{0r} = 2380\text{MPa}$ $\epsilon_{0r} = 0,01955$ $t_r = 0,286\text{mm}$ $b_r = 15\text{cm}$

DIMENSIONAMENTO ACI 440R-02

Momento último a ser resistido pela viga reforçada para incremento de 45% de M_n
 $M_u = 52,78\text{kNm}$

Viga VFC_02

n° camadas = 2
 $A_r = 0,495\text{cm}^2$
Deformação inicial existente
 $\epsilon_{ci} = 0$
Coefficiente de eficiência da colagem k_m
 $k_m = 0,9$
Estimativa da linha neutra inicial
 $x = 5,45\text{cm}$
Tensão e deformação efetivas no reforço
 $\epsilon_{fe} = 0,01352$
 $k_m \times \epsilon_{fu} = 0,01282$
 $\epsilon_{fe} > k_m \times \epsilon_{fu}$
 $f_{fe} = 2911,27\text{MPa}$ ($E_r \times k_m \times \epsilon_{fu}$)
Tensão e Deformação no aço
 $\epsilon_s = 0,01138$
 $f_s = 578\text{MPa}$
Linha neutra após equilíbrio
 $x = 6,99\text{cm}$
Tensão e deformação no reforço após equilíbrio
 $\epsilon_r = 0,00987$
 $f_r = 2240,63\text{MPa}$
Reforço atinge ϵ_{0r} antes do concreto atingir ϵ_{cu}
Coefficiente de ductilidade
 $\phi = 0,9$
Momento resistente da viga reforçada
 $M_n = 54,22\text{kNm}$

Viga VFV_02

n° camadas = 3
 $A_r = 1,59\text{cm}^2$
Deformação inicial existente
 $\epsilon_{ci} = 0$
Coefficiente de eficiência da colagem k_m
 $k_m = 0,8328$
Estimativa da linha neutra inicial
 $x = 5,45\text{cm}$
Tensão e deformação efetivas no reforço
 $\epsilon_{fe} = 0,01352$
 $k_m \times \epsilon_{fu} = 0,01312$
 $\epsilon_{fe} > k_m \times \epsilon_{fu}$
 $f_{fe} = 949,67\text{MPa}$ ($E_r \times k_m \times \epsilon_{fu}$)
Tensão e Deformação no aço
 $\epsilon_s = 0,01164$
 $f_s = 578\text{MPa}$
Linha neutra após equilíbrio
 $x = 7,03\text{cm}$
Tensão e deformação no reforço após equilíbrio
 $\epsilon_r = 0,00978$
 $f_r = 708,55\text{MPa}$
Reforço atinge ϵ_{0r} antes do concreto atingir ϵ_{cu}
Coefficiente de ductilidade
 $\phi = 0,9$
Momento resistente da viga reforçada
 $M_n = 54,52\text{kNm}$

Viga VFA_02

n° camadas = 2
 $A_r = 0,858\text{cm}^2$
Deformação inicial existente
 $\epsilon_{ci} = 0$
Coefficiente de eficiência da colagem k_m
 $k_m = 0,6845$
Estimativa da linha neutra inicial
 $x = 5,45\text{cm}$
Tensão e deformação efetivas no reforço
 $\epsilon_{fe} = 0,01352$
 $k_m \times \epsilon_{fu} = 0,01338$
 $\epsilon_{fe} > k_m \times \epsilon_{fu}$
 $f_{fe} = 1659,49\text{MPa}$ ($E_r \times \epsilon_{fe}$)
Tensão e Deformação no aço
 $\epsilon_s = 0,01198$
 $f_s = 578\text{MPa}$
Linha neutra após equilíbrio
 $x = 6,88\text{cm}$
Tensão e deformação no reforço após equilíbrio
 $\epsilon_r = 0,01006$
 $f_r = 1248,28\text{MPa}$
Reforço atinge ϵ_{0r} antes do concreto atingir ϵ_{cu}
Coefficiente de ductilidade
 $\phi = 0,9$
Momento resistente da viga reforçada
 $M_n = 53,51\text{kNm}$

VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE ANCORAGEM ADICIONAL

Esforço cortante da viga reforçada	Esforço cortante da viga reforçada	Esforço cortante da viga reforçada
$V_r = 60,24\text{kN}$	$V_r = 60,58\text{kN}$	$V_r = 59,46\text{kN}$
ACI 440R-02	ACI 440R-02	ACI 440R-02
$V > V_r$ mas $V_r > 0,67 V_c$ – Ancoragem adicional	$V > V_r$ mas $V_r > 0,67 V_c$ – Ancoragem adicional	$V > V_r$ mas $V_r > 0,67 V_c$ – Ancoragem adicional
S&P	S&P	S&P
$V > V_r$ mas $V_r > V_c$ – Ancoragem adicional mínima	$V > V_r$ mas $V_r > V_c$ – Ancoragem adicional mínima	$V > V_r$ mas $V_r > V_c$ – Ancoragem adicional mínima

Como o módulo de elasticidade da fibra de vidro utilizada nos reforços é cerca de três vezes inferior ao da fibra de carbono e, aproximadamente, metade do da fibra de aramida, a área de fibra de vidro necessária para reforçar a viga VFV_02 é superior às áreas de fibra de carbono e de aramida necessárias para reforçar as vigas VFC_02 e VFA_02.

De modo geral, analisando os dados obtidos através do dimensionamento dos reforços, pode-se dizer que o aumento do número de camadas de fibras, embora proporcione um maior incremento na capacidade de carga ao elemento reforçado, diminui a porcentagem de utilização da capacidade resistente das fibras.

O dimensionamento dos reforços das vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02 indicou que as porcentagens de utilização da capacidade resistente das fibras de carbono, vidro e aramida foram de 65,90%, 46,86% e 44,58%, respectivamente. Houve, ainda, uma redução de cerca de 20% na tensão do reforço em relação às vigas VFC_01 e VFA_01. Esta redução, em relação ao reforço com uma camada de fibra, acontece porque a utilização de duas camadas significa um aumento na capacidade de tração da seção transversal, que força a linha neutra a se movimentar para baixo para atingir o equilíbrio, como mostram as seqüências (a) e (b) da Figura 5.1. Como a linha neutra desce, a deformação no reforço e, conseqüentemente, sua tensão, diminuem, já que o dimensionamento impõe a utilização da capacidade de deformação última do concreto, de 3‰.

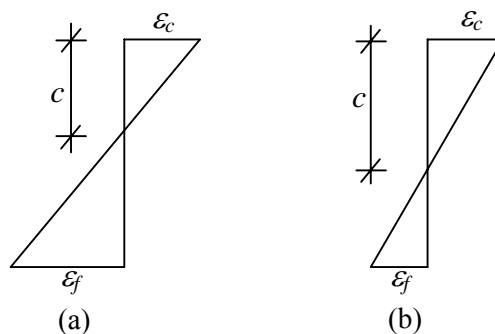


Figura 5.1 – Movimentação da linha neutra devido ao aumento da capacidade de tração da seção:
 (a) Posição da linha neutra para as vigas reforçadas com uma camada de fibra; (b) Posição da linha neutra para as vigas reforçadas com mais de uma camada de fibra.

Em relação aos coeficientes de redução, cabe salientar que, além do k_m , três outros coeficientes foram utilizados na determinação do momento resistente das vigas reforçadas. O coeficiente CE , que leva em conta a exposição do material de reforço a agentes do meio-ambiente, variou entre 0,95, para as vigas reforçadas com fibra de carbono, 0,85 para as vigas reforçadas com fibra de aramida e 0,75 para a viga reforçada com fibra de vidro. Foram, ainda, aplicados o coeficiente $\psi = 0,85$, que reduz a contribuição do PRF para o momento resistente da seção reforçada, e o coeficiente $\phi = 0,9$, que reduz o valor do momento resistente em função da ductilidade da seção reforçada.

No geral, pode-se observar que o dimensionamento do reforço, seguindo as recomendações do ACI 440.2R-02 (2002) e do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), é de

fácil desenvolvimento, exigindo somente conhecimento sobre os valores de algumas propriedades básicas dos materiais envolvidos.

5.3 Cargas e Modos de Ruptura

A Tabela 5.3 mostra as cargas e modos de ruptura, assim como os incrementos de carga em relação à viga testemunho, resultado do processo de dimensionamento efetuado, considerando ensaio de flexão em quatro pontos, com aplicação de duas cargas pontuais no terço médio do vão livre.

Tabela 5.3 – Cargas e modos de ruptura das vigas testemunho e reforçadas determinados através do dimensionamento.

Viga	Tipo de Reforço	Carga de Ruptura (kN)	Incremento de carga em relação à viga VT (%)	Modo de Ruptura
VT	Sem reforço	80,88	-	Escoamento do aço seguido de ruptura do concreto à compressão
VFC_01	Uma camada de fibra de carbono	103,26	27,67	Concreto atinge ϵ_{cu} antes do reforço atingir ϵ_{fu}
VFA_01	Uma camada de fibra de aramida	102,13	26,27	Concreto atinge ϵ_{cu} antes do reforço atingir ϵ_{fu}
VFC_02	Duas camadas de fibra de carbono	120,48	48,96	Reforço atinge ϵ_{fu} antes do concreto atingir ϵ_{cu}
VFA_02	Duas camadas de fibra de aramida	118,92	47,03	Reforço atinge ϵ_{fu} antes do concreto atingir ϵ_{cu}
VFV_02	Três camadas de fibra de vidro	121,16	49,80	Reforço atinge ϵ_{fu} antes do concreto atingir ϵ_{cu}

As cargas e os modos de ruptura efetivamente registrados durante os ensaios efetuados nas vigas, assim como os incrementos de carga em relação à viga testemunho, podem ser observados na Tabela 5.4. Verifica-se, a partir da análise dos dados constantes da tabela, que os incrementos de carga reais das vigas VFC_01 (24,74%) e VFA_01 (30,38%), em relação à VT, foram compatíveis com os 25% propostos pelo dimensionamento.

Para as vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02, entretanto, os incrementos foram muito superiores aos 45% propostos, chegando a 83,26%, 59,43% e 77,90%, respectivamente.

Tabela 5.4 – Cargas e modos de ruptura das vigas ensaiadas.

Viga	Tipo de Reforço	Carga de Ruptura (kN)	Incremento de carga em relação à viga VT (%)	Modo de Ruptura
VT	Sem reforço	103,16	-	Escoamento do aço seguido de ruptura do concreto à compressão
VFC_01	Uma camada de fibra de carbono	128,68	24,74	Descolamento do reforço por danos no compósito ocorridos no vão central entre os laços de ancoragem adicional
VFA_01	Uma camada de fibra de aramida	134,50	30,38	Descolamento do reforço por danos no compósito ocorridos no vão central entre os laços de ancoragem adicional
VFC_02	Duas camadas de fibra de carbono	189,06	83,26	Descolamento do reforço por danos no compósito ocorridos no vão central entre os laços de ancoragem adicional
VFA_02	Duas camadas de fibra de aramida	164,47	59,43	Descolamento do reforço por danos no compósito ocorridos no vão central entre os laços de ancoragem adicional
VFV_02	Três camadas de fibra de vidro	183,53	77,90	Descolamento do reforço a partir da borda de uma fissura de flexão localizada no vão central se estendendo até uma das extremidades

A Tabela 5.5 mostra as relações entre as cargas de ruptura determinadas através do dimensionamento e as obtidas experimentalmente. A relação entre as cargas de ruptura experimentais e teóricas, observada na tabela, indica que as cargas experimentais foram 25% e 32% superiores às teóricas para as vigas VFC_01 e VFA_01. Já nas vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02, as cargas experimentais foram 57%, 38% e 51% superiores às teóricas.

Analisando os resultados, observa-se que os dados experimentais superam as estimativas teóricas, fato esperado, já que, no dimensionamento, foram utilizados todos os coeficientes de redução recomendados pelo ACI 440.2R-02. As diferenças são mais acentuadas quando se utilizam compósitos com mais de uma camada de fibra, podendo-se atingir patamares de carga de ruptura 50% maiores que o previsto.

Tabela 5.5 – Cargas de ruptura determinadas no dimensionamento e obtidas experimentalmente.

Viga	Carga de Ruptura Dimensionamento (kN)	Carga de Ruptura Experimental (kN)	P_{exp} / P_{dim}
VT	80,88	103,16	1,27
VFC_01	103,26	128,68	1,25
VFA_01	102,13	134,50	1,32
VFC_02	120,48	189,06	1,57
VFA_02	118,92	164,47	1,38
VFV_02	121,16	183,53	1,51

Para entender esse fenômeno, cabe lembrar que um aumento do número de camadas de fibra resulta num aumento da contribuição do compósito para a resultante de tração. Ou seja, para uma determinada tensão, a força de tração atuante em um compósito com um maior número de camadas de fibra é superior àquela que atua em um compósito com menor número de camadas. Dessa forma, o compósito pode ter maior efeito sobre a rigidez da estrutura e retardar a fissuração.

Acredita-se, ainda, que os incrementos na espessura do compósito favoreçam sua resistência a ações derivadas de movimentações nas bordas das fissuras do concreto, colaborando para prevenir a ocorrência de rupturas prematuras do compósito.

Por fim, levanta-se a hipótese de que os espaços que existem entre as fibras das camadas inferiores podem, de alguma forma, ser preenchidos pelas fibras das camadas superiores, evitando que surjam planos preferenciais de ruptura. Esse fato é possível porque, como o processo de formação do compósito é manual, não se pode garantir que duas camadas subseqüentes de fibras fiquem posicionadas exatamente uma sobre a outra, o que, neste caso, é um fator positivo.

Verifica-se que, para os testes efetuados, o processo de dimensionamento de reforços com múltiplas camadas de fibra, seguindo as recomendações do ACI 440.2R-02 (2002) e do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), tendeu a subestimar o desempenho do reforço, o que vai na direção da segurança mas pode ter reflexos no custo. Essas considerações podem auxiliar a compreender a diferença no tipo de ruptura ocorrido nos pares de vigas VFC_01 e VFA_01 e VFC_02 e VFA_02, mostrados a seguir.

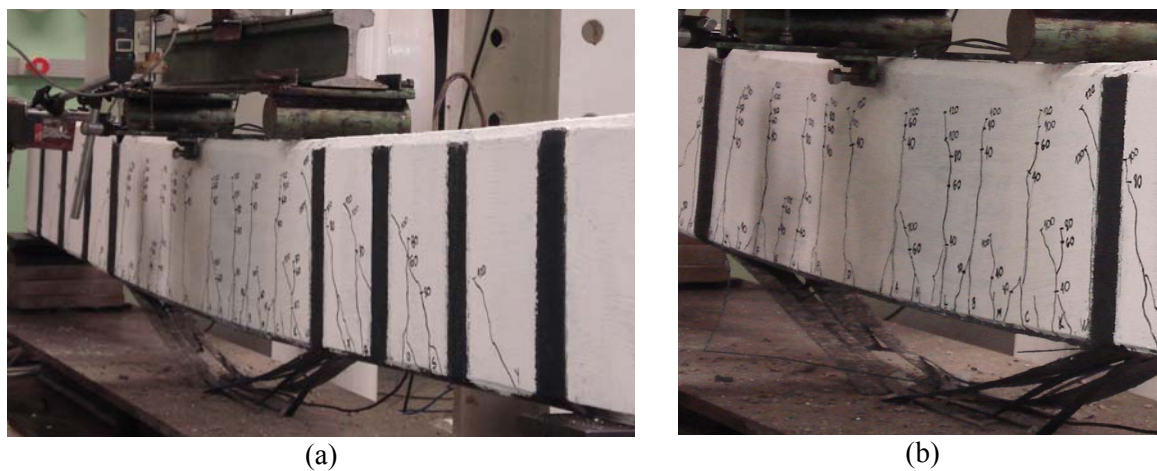


Figura 5.2 – Viga VFC_01: (a) Viga após a ruptura do reforço; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.

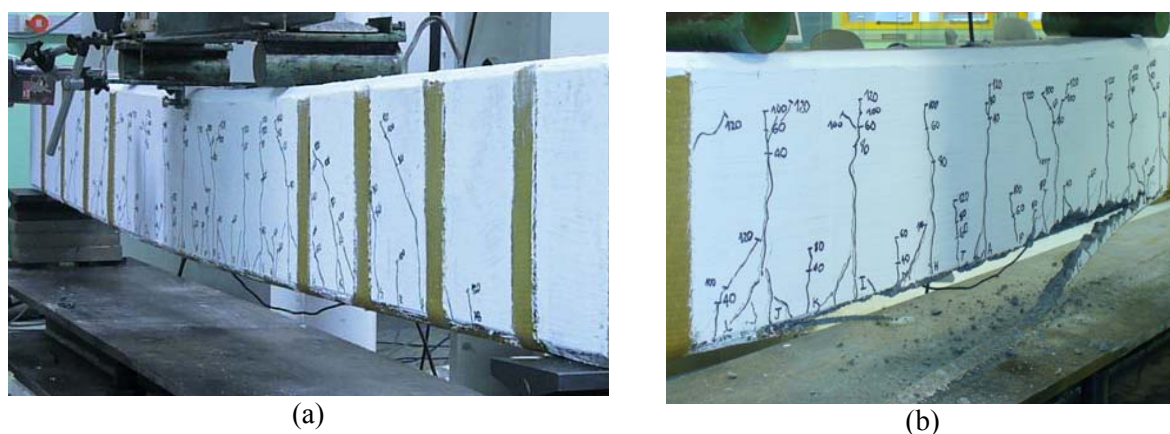


Figura 5.3 – Viga VFA_01: (a) Viga momentos antes da ruptura; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.

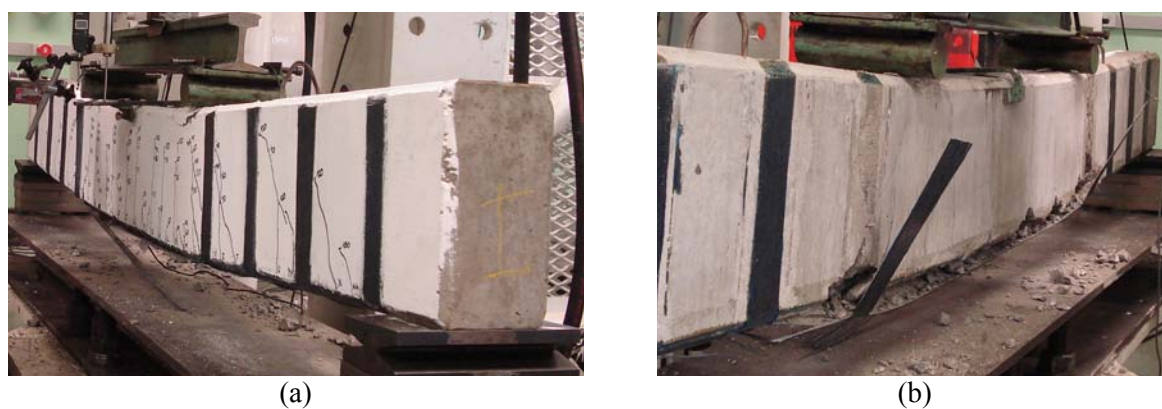


Figura 5.4 – Viga VFC_02: (a) Viga momentos antes da ruptura; (b) Detalhe da ruptura do reforço no vão central da viga.



Figura 5.5 – Viga VFA_02: (a) Detalhe do laço de ancoragem descolado; (b) Descolamento do compósito na face tracionada da viga.

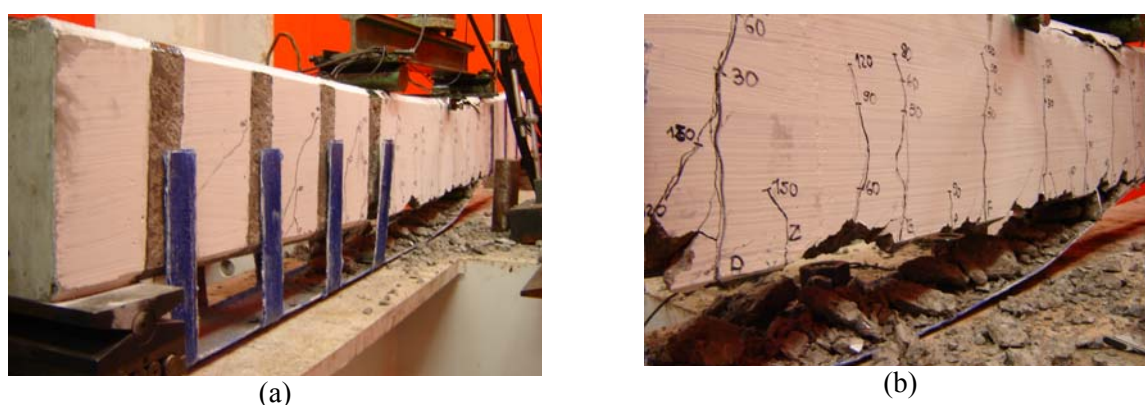


Figura 5.6 – Viga VFV_02: (a) Viga após a ruptura do compósito; (b) Detalhe da ruptura no vão central da viga.

Observa-se, nas Figuras 5.2 e 5.3, que os modos de ruptura das vigas VFC_01 e VFA_01 diferiram dos previstos no dimensionamento (que admitia a ocorrência de esmagamento do concreto).

A ruptura da viga reforçada VFC_01 foi caracterizada pelo descolamento do compósito a partir da borda de uma fissura de flexão de abertura 1,1mm, localizada no vão central. O descolamento ocorreu somente no vão central da viga, não atingindo as regiões laterais esquerda e direita, que estavam envolvidas com a ancoragem adicional.

A viga reforçada VFA_01 rompeu pelo descolamento do compósito no vão central da viga, que iniciou na base de uma fissura de flexão e estendeu-se até o primeiro laço de ancoragem adicional. Neste caso, observou-se que uma camada de concreto permaneceu aderida ao compósito que se despreendeu da viga, como se pode observar na Figura 5.2 (b), indicando boa aderência entre o compósito e o concreto.

Nas vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02, as cargas de ruptura foram superiores às estimadas, embora os modos de ruptura tenham coincidido com os previstos no dimensionamento.

A ruptura do reforço da viga VFC_02 ocorreu no vão central da viga, por descolamento do compósito. Percebeu-se, ao final do ensaio, que o compósito foi arrastado a partir de uma das extremidades da viga, não se desprendendo totalmente somente devido à presença da ancoragem. Verificou-se, ainda, que, em alguns pontos do vão central, camadas de concreto de cobertura foram arrancadas e permaneceram aderidas ao compósito descolado. Como mostra a Figura 5.4 (b), os dois laços de ancoragem posicionados mais próximos do vão central se desprenderam da viga.

A viga VFA_02 apresentou os primeiros sinais de ruptura aos 164,47kN, quando o carregamento sofreu uma queda brusca de, aproximadamente, 15kN, e não conseguiu mais ser recuperado. Durante a tentativa de recuperar o carregamento, observou-se o descolamento de um laço da ancoragem adicional, localizado próximo ao vão central da viga, e o deslocamento do compósito na face inferior da viga, carregando consigo uma parte do concreto de cobertura.

A ruptura do reforço da viga VFV_02 ocorreu a partir da borda de uma fissura de flexão, no vão central da viga. Nesse caso, o reforço foi descolado a partir do centro da viga até uma das extremidades, arrancando os quatro laços de ancoragem, como mostra a Figura 5.6 (a). Aos 178kN ocorreu o descolamento do primeiro laço de ancoragem, localizado mais próximo ao vão central da viga. Em seguida, os demais laços de ancoragem se desprenderam das laterais da viga e ocorreu o descolamento do compósito localizado na parte inferior da viga.

Em todas as vigas ensaiadas pode ser observada a importância da presença das ancoragens adicionais utilizadas, de acordo com o *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006) e as indicações do *German General Approval* (2003).

Nas vigas VFC_01 e VFA_01, reforçadas com uma camada de fibra, a presença dos laços de ancoragem contribuiu para evitar o descolamento total do compósito ao longo da viga. Nessas

duas vigas os compósitos ficaram bastante danificados no centro do vão, mas os danos não ultrapassaram para a região que continha os laços de ancoragem.

Nas vigas VFC_02 e VFA_02, reforçadas com duas camadas de fibra, os laços de ancoragem também contribuíram para que o reforço não descolasse completamente da face tracionada da viga. Nesse caso, como os compósitos eram formados por duas camadas, eles não ficaram tão danificados como nos casos anteriores, mas descolaram arrancando partes do concreto de cobertura das vigas, como mostrado nas Figuras 5.4 (b) e 5.5 (b).

Na viga VFV_02, reforçada com três camadas de fibra de vidro, os laços de ancoragem começaram a se desprender da viga a partir do vão central e, no final, foram arrancados completamente da viga, juntamente com o reforço à flexão. Nesse caso, o compósito não foi danificado, como nos casos anteriores, e se despreendeu completamente da viga, como mostra a Figura 5.6 (a). A diferença no modo de ruptura da viga VFV_02, em relação ao das vigas VFC_02 e VFA_02, pode ter ocorrido devido à elevada espessura do reforço utilizado nessa viga, necessária para compensar as propriedades mecânicas inferiores da fibra de vidro.

Os resultados mostraram que, em todos os casos, os laços de ancoragem permaneceram íntegros desde o início do carregamento, até que fosse atingida a carga de ruptura teórica das vigas, o que indica que o dimensionamento da ancoragem adicional foi eficiente. Acredita-se que os laços de ancoragem tenham contribuído para que as vigas suportassem um carregamento superior ao determinado pelo dimensionamento, já que as rupturas ocorreram ou iniciaram a partir do vão central. Os laços de ancoragem mais solicitados, aparentemente, foram os mais próximos do vão central da viga, região que concentra os maiores momentos, como seria de esperar, considerando a progressiva redução de esforços de ancoragem.

5.4 Deslocamentos Verticais no Centro do Vão

A Figura 5.7 mostra os deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas reforçadas VFC_01 e VFA_01, dimensionadas para um incremento de carga de 25% em relação à viga testemunho. O gráfico mostra que tanto a viga VT quanto as vigas VFC_01 e VFA_01 apresentaram comportamento similar quanto à rigidez até a fissuração do concreto, confirmando que o reforço começa a atuar de forma efetiva somente quando o concreto já está fissurado.

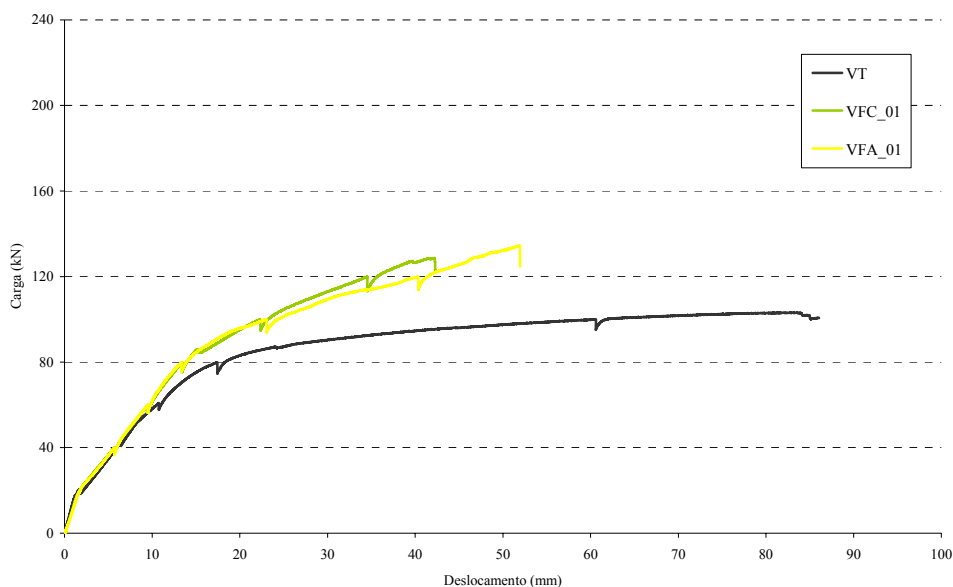


Figura 5.7 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_01, e VFA_01.

As diferenças quanto à rigidez começam a se manifestar quando a viga VT se aproxima da carga de escoamento do aço, pois o reforço passa a absorver parcelas consideráveis da carga, reduzindo a deformação. Como esperado, já que foram dimensionadas para se comportarem desta forma, as vigas VFC_01 e VFA_01 apresentaram comportamentos bastante similares.

Na Tabela 5.6 pode-se observar as cargas e os deslocamentos verticais no centro do vão que caracterizam as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento da Figura 5.7.

Tabela 5.6 – Valores característicos das fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Viga	Fissuração do Concreto	Escoamento do Aço	Ruptura da Viga
VT	20,24 kN 1,65 mm	74,31 kN 14,64 mm	103,16 kN* 81,67 mm*
VFC_01	20,65 kN 1,87 mm	83,85 kN 14,80 mm	128,68 kN 42,20 mm
VFA_01	20,65 kN 1,87 mm	83,85 kN 14,80 mm	134,50 kN 51,91mm

* Valor considerado após o escoamento do aço, quando a carga atinge seu valor máximo

Observa-se, na tabela, que a carga em que ocorreu a fissuração do concreto nas vigas VFC_01 e VFA_01 foi, praticamente, a mesma da VT. Entretanto, as cargas de escoamento do aço da armadura interna das vigas reforçadas são superiores em relação às da viga VT em 12,83%.

Na Figura 5.8 são mostrados os deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02, reforçadas para proporcionar um incremento de carga de 45% em relação à viga VT. Os dados registrados no gráfico indicam que as vigas reforçadas apresentaram comportamento mais rígido que a viga testemunho desde o momento da fissuração do concreto.

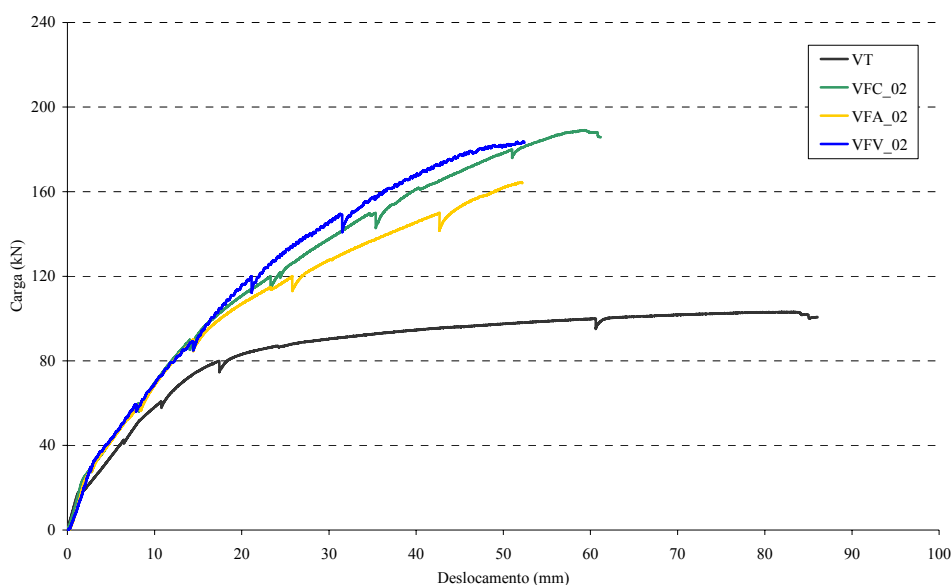


Figura 5.8 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_02, VFA_02 e VFV_02.

A partir do ponto onde ocorreu o escoamento do aço da armadura interna, até o ponto onde aconteceu a ruptura, a viga VFV_02 se mostrou um pouco mais rígida que as vigas VFC_02 e VFA_02. A maior rigidez da viga VFV_02 é atribuída ao maior coeficiente de rigidez do reforço, determinado pelo produto do número de camadas de fibra, pelo módulo de elasticidade da fibra, pela área de cada camada de fibra. Já a viga reforçada com duas camadas de fibra de carbono mostrou rigidez levemente superior à reforçada com duas camadas de fibra de aramida.

Na Tabela 5.7 podem-se observar as cargas e os deslocamentos verticais no centro do vão que caracterizaram as três fases do diagrama carga versus deslocamento das vigas mostradas na Figura 5.8. Observa-se, na tabela, que o desempenho das vigas VFC_02 e VFA_02, em relação à carga em que ocorreu a fissuração do concreto, foi superior ao das vigas VFC_01 e VFA_01, em 27% e 24%, respectivamente. Em relação à carga em que ocorreu o escoamento do aço da armadura interna, as vigas VFC_02 e VFA_02 apresentaram um incremento de cerca de 19% em relação à VT.

Tabela 5.7 – Valores característicos das fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Viga	Fissuração do Concreto	Escoamento do Aço	Ruptura da Viga
VT	20,24 kN 1,65 mm	74,31 kN 14,64 mm	103,16 kN* 81,67 mm*
VFC_02	25,72 kN 2,03 mm	88,55 kN 14,36 mm	189,06 kN 59,31 mm
VFA_02	25,18 kN 2,20 mm	88,96 kN 14,23 mm	164,47 kN 52,11 mm
VFV_02	29,82 kN 2,80 mm	88,90kN 14,16 mm	183,53 kN 52,10 mm

* Valor considerado após o escoamento do aço, quando a carga atinge seu valor máximo

A Figura 5.9 mostra que a rigidez das vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02 é superior à das vigas VFC_01 e VFA_01, fato já esperado e previsto no dimensionamento. É interessante notar que, em ambas as séries, os reforços com fibras de carbono foram levemente mais rígidos do que os reforços com fibra aramida. Esse comportamento era esperado, uma vez que o coeficiente de rigidez do reforço, representado pelo produto do número de camadas de fibra pelo módulo de elasticidade da fibra e pela área do reforço, era levemente superior nas vigas VFC_01 e VFC_02.

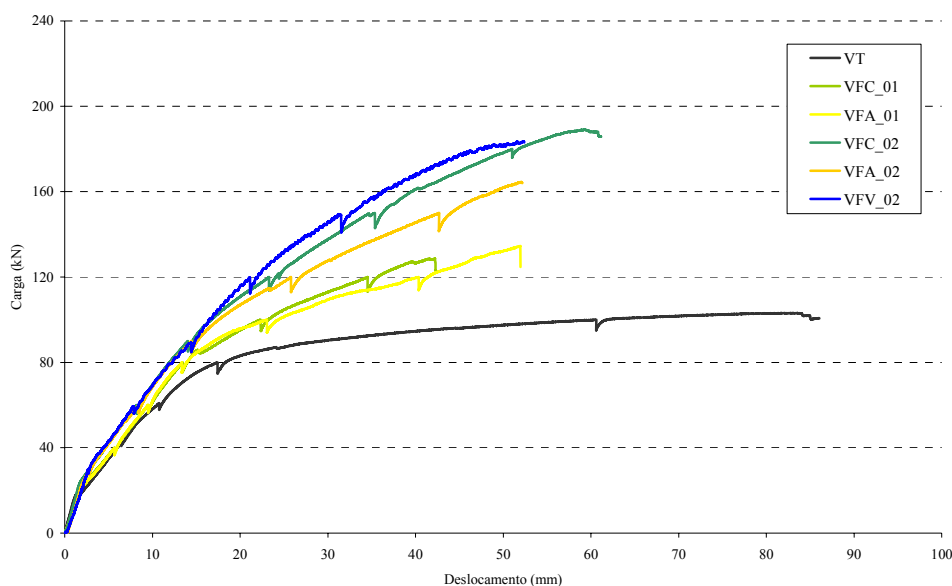


Figura 5.9 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as VT, VFC_01, VFC_02, VFA_01, VFA_02 e VFV_02.

5.5 Fissuração

Os gráficos das Figuras 5.10 a 5.15 mostram a evolução das fissuras no centro do vão das vigas VT, VFC_01, VFA_01, VFC_02, VFA_02 e VFV_02, medidas durante os ensaios. O eixo das abscissas mostra a denominação das fissuras e sua posição a partir da extremidade esquerda da mesma, enquanto o eixo das ordenadas mostra a abertura das fissuras em mm. As duas setas localizam, no gráfico, os pontos equivalentes ao terço médio do vão, nos quais foi aplicado o carregamento nas vigas.

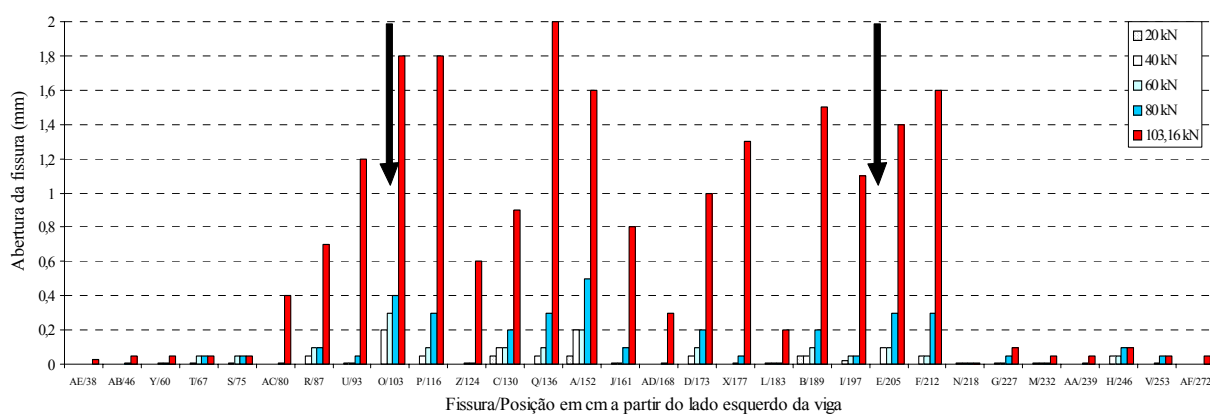


Figura 5.10 – Fissuração ao longo da viga VT.

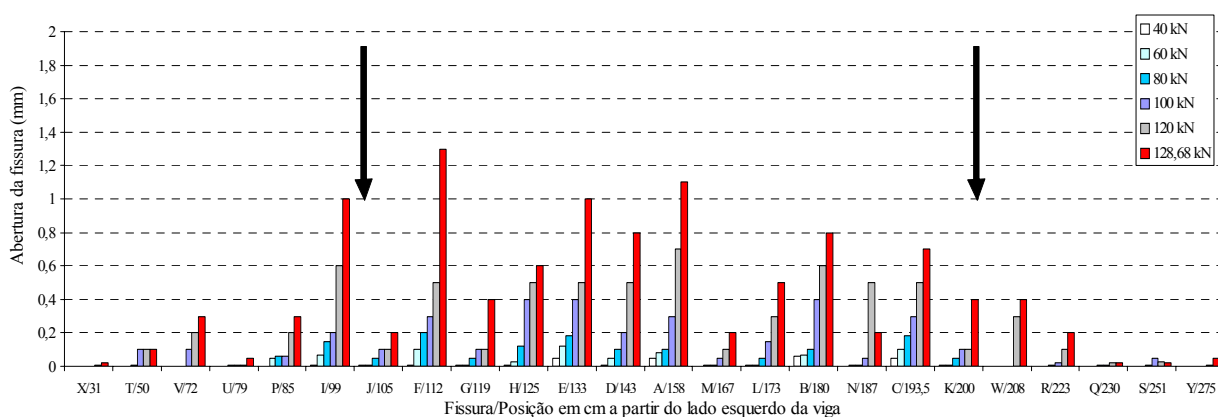


Figura 5.11 – Fissuração ao longo da viga VFC_01.

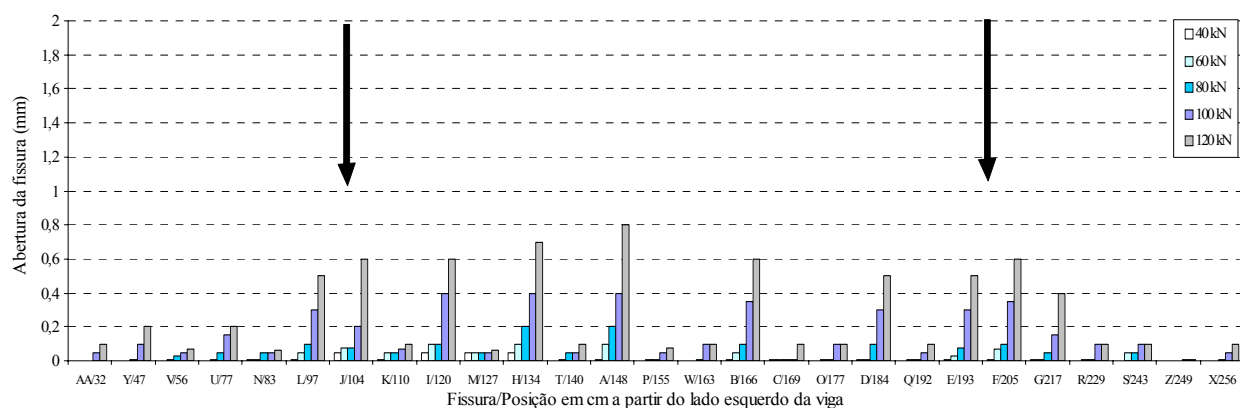


Figura 5.12 – Fissuração ao longo da viga VFA_01.

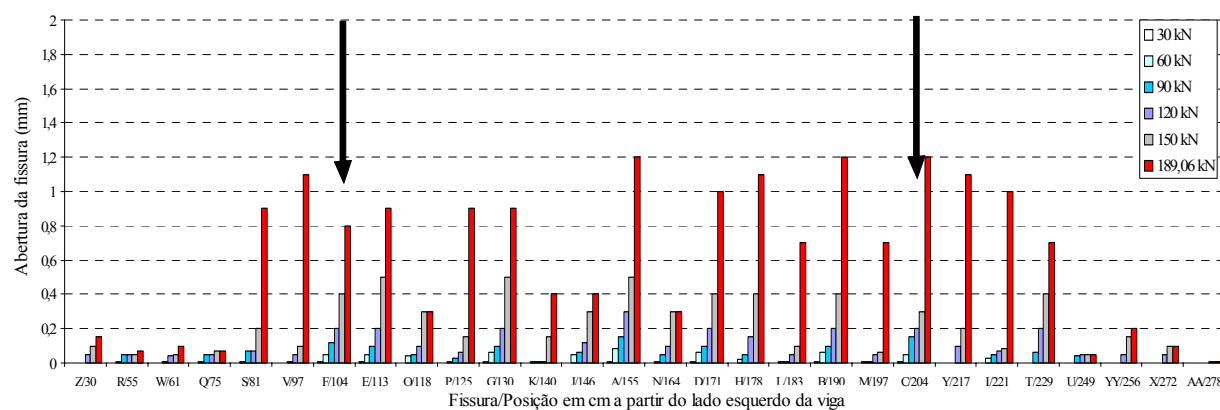


Figura 5.13 – Fissuração ao longo da viga VFC_02.

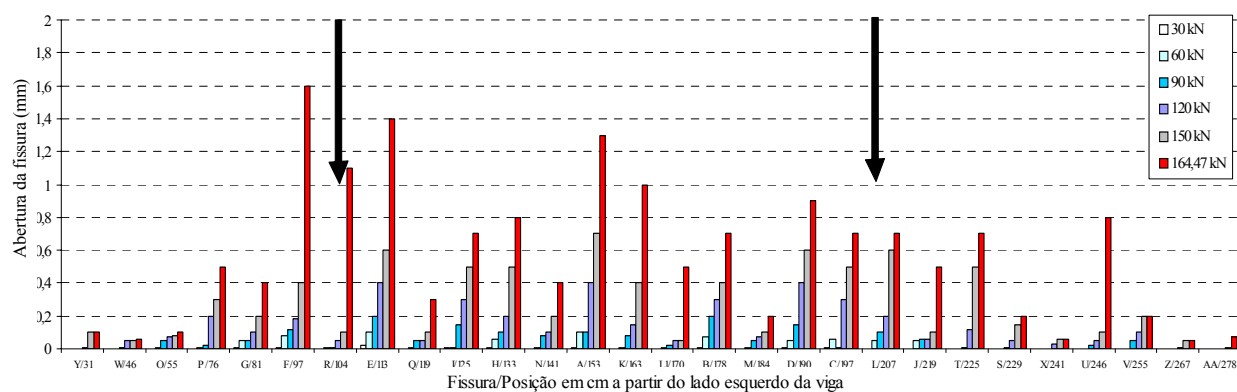


Figura 5.14 – Fissuração ao longo da viga VFA_02.

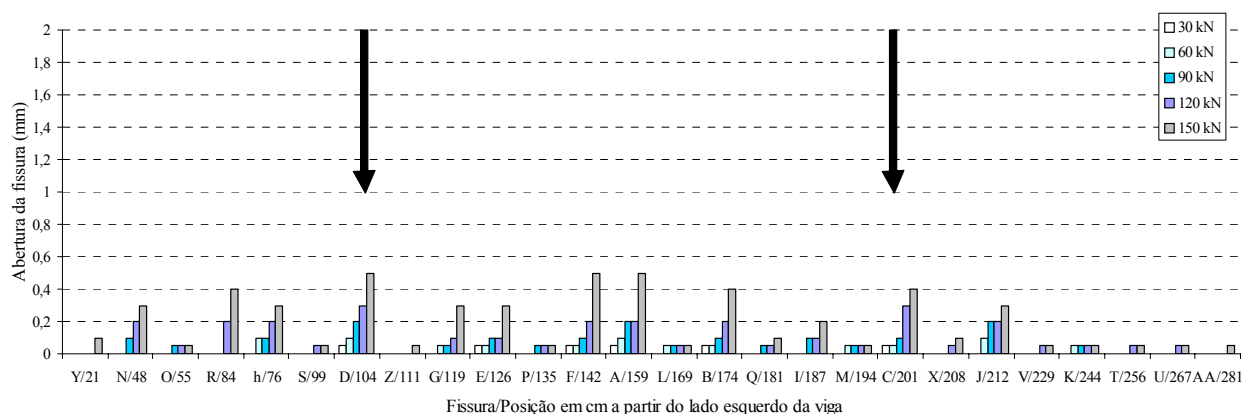


Figura 5.15 - Fissuração ao longo da viga VFV_02.

Observa-se, no gráfico da Figura 5.10, que mostra a fissuração ao longo da viga VT, que a maior concentração de fissuras ocorreu no centro do vão, região submetida aos maiores momentos fletores. A abertura das fissuras na VT chegou a 2mm no vão central, sendo inferior a 0,2mm nas duas extremidades da viga.

No gráfico que representa a viga VFC_01, observa-se que o número de fissuras que surgiram no centro do vão foi, aproximadamente, o mesmo da viga VT, porém, a abertura máxima das fissuras, registrada durante o ensaio, foi de 1,3mm, para um carregamento 24,74% superior ao da viga VT, como mostra a Figura 5.11. A título de comparação, cabe ressaltar que, quando a viga VFC_01 estava submetida a 100kN, patamar em que a VT rompeu, a maior abertura de fissura registrada era 0,4mm, o que indica claramente que o reforço diminuiu sensivelmente o desenvolvimento e abertura de fissuras na viga reforçada.

Na viga VFA_01, devido à impossibilidade de manutenção do carregamento após o final do ensaio, não foi possível medir a abertura das fissuras após a ruptura do reforço. Entretanto, observa-se, na Figura 5.12, que a maior abertura de fissura no centro do vão da viga VFA_01, quando submetida a 120kN, foi de 0,8mm, enquanto que, com o mesmo patamar de carregamento, a viga VFC_01 apresentou uma abertura máxima de fissura da ordem de 0,6mm. Ou seja, novamente, a solução de reforço com aramida se mostrou um pouco menos rígida. Dadas as propriedades do tecido de fibra de aramida empregado, que têm módulo de elasticidade inferior ao das fibras de carbono, a abertura das fissuras foi levemente superior na viga VFA_01, embora os dois reforços tenham sido dimensionados para proporcionarem incrementos de rigidez similares nas vigas reforçadas, como discutido no item 5.2.1.

Observa-se, na Figura 5.13, que a maior abertura de fissura no vão central da viga VFC_02, após a ruptura do reforço, foi de 1,2mm. Se compararmos a viga VFC_02, que rompeu com 189,06kN, com a viga VFC_01, que após a ruptura do reforço, aos 128,68kN, apresentava fissuras de abertura 1,3mm, observamos que o reforço com duas camadas de fibras de carbono não só aumentou a capacidade de carga da viga reforçada, mas também contribuiu para a diminuição da abertura das fissuras.

Analisando conjuntamente as Figuras 5.4 e 5.13, que mostram o tipo de ruptura e a evolução das fissuras na viga VFC_02, observa-se que os laços de ancoragem que aparecem descolados na Figura 5.4 (b) estão localizados justamente em pontos onde as fissuras apresentam as maiores aberturas, próximo aos pontos de aplicação de carga.

Observa-se, na Figura 5.14, que a abertura da maior fissura no centro do vão da viga VFA_02 media 1,4mm. Entretanto, nota-se a ocorrência de uma fissura de 1,6mm fora do vão central, na região do primeiro laço de ancoragem, ponto onde ocorreu o descolamento mostrado na Figura 5.5 (a).

Os gráficos das Figuras 5.11 e 5.14 mostram que as fissuras no centro do vão da viga VFA_02 apresentaram maior abertura em relação às fissuras da viga VFC_01. A presença de grandes fissuras, de 1mm a 1,6mm, localizadas próximas às regiões onde estavam colados os primeiros laços de ancoragem, pôde ser observada em ambas as vigas.

Como não foi possível a manutenção do carregamento após a ruptura do reforço da viga VFV_02, a abertura das fissuras aos 183,53kN não foi medida. A Figura 5.15 mostra que aos 150kN, as fissuras com maiores aberturas mediam 0,5mm e estavam localizadas no centro do vão (fissuras denominadas A e F) e próximas ao laço de ancoragem que primeiro se descolou da viga, aos 178kN (fissura denominada D). Observa-se que a viga VFV_02 apresentou fissuras com menores aberturas, se comparada com as vigas VFC_02 e VFA_02.

Analisando todas as vigas reforçadas em relação à fissuração, observa-se que a utilização do reforço com os compósitos estudados não resultou na redução da fissuração, para as cargas finais de ensaio, mas, sim, na redução da abertura das fissuras. Entretanto, as Figuras 5.10 a

5.15 e os dados compilados na Tabela 5.8 mostram que, quando considerado o nível de fissuração para um valor de carregamento de 100kN, que seria o mais próximo do suportado pela VT, se observa que a abertura das fissuras em todas as vigas reforçadas é muito inferior à da viga testemunho. Para cargas moderadas, em torno de 40% a 60% da carga de ruptura da VT, pode-se observar que também houve uma redução significativa na abertura das fissuras das vigas reforçadas. Este tipo de efeito pode ter impactos muito significativos na durabilidade das estruturas reforçadas.

Tabela 5.8 – Abertura de fissuras para 100kN, 60kN e para a carga última.

Viga	Maior abertura de fissura para 100kN (mm)	Maior abertura de fissura aos 60kN (mm)	Maior abertura de fissura para a carga última (mm)
VT	2,00	0,30	2,00
VFC_01	0,40	0,10	1,30
VFA_01	0,40	0,10	-
VFC_02	0,15	0,06	1,20
VFA_02	0,20	0,10	1,60
VFV_02	0,20	0,10	-

5.6 Ductilidade

Pode-se observar na Tabela 5.9 os valores utilizados para os cálculos dos fatores de deformabilidade (*FD*) e resistência (*FR*) que determinam os fatores de performance (*FP*), apresentados na Tabela 5.10, para as seis vigas ensaiadas. Os cálculos foram executados de acordo com o discutido no Capítulo 2.

Como as medições de deformações específicas no concreto comprimido das vigas VFA_01 e VFA_02 não puderam ser registradas por meio da instrumentação, o deslocamento para $\varepsilon_c=1\text{‰}$ foram determinados através da comparação direta com as vigas VFC_01 e VFC_02, que se comportaram de forma muito similar até o nível de tensão requerido. Dessa forma, a partir dos deslocamentos para $\varepsilon_c=1\text{‰}$ nas vigas VFC_01 e VFC_02, foram estimadas as cargas para $\varepsilon_c=1\text{‰}$ nas vigas VFA_01 e VFA_02, já que o comportamento carga versus deslocamento vertical no centro do vão foi similar para estes dois pares de vigas.

Tabela 5.9 – Valores utilizados para os cálculos dos fatores de deformabilidade, resistência e performance.

Viga	Fator de Deformabilidade			Fator de Resistência		
	Deslocamento para $\varepsilon_c = 1\text{‰}$ (mm)	Deslocamento para o carregamento máximo (mm)	FD	Carga para $\varepsilon_c = 1\text{‰}$ (kN)	Carga máxima (kN)	FR
VT	13,35	81,67	6,11	70,32	103,16	1,46
VFC_01	19,70	42,20	2,14	95,33	128,68	1,34
VFA_01	19,70*	51,91	2,63	95,33*	134,50	1,41
VFC_02	19,75	59,31	3,00	110,05	189,06	1,71
VFA_02	19,75*	52,11	2,63	106,17*	164,47	1,54
VFV_02	19,30	52,10	2,69	112,80	183,53	1,63

* Valor estimado a partir dos dados das vigas VFC_01 e VFC_02

Tabela 5.10 – Fatores de deformabilidade, resistência e performance.

Viga	Fator de Performance		
	FD	FR	FP
VT	6,11	1,46	8,92
VFC_01	2,14	1,34	2,86
VFA_01	2,63	1,41	3,70
VFC_02	3,00	1,71	5,13
VFA_02	2,63	1,54	4,05
VFV_02	2,69	1,63	4,38

Conforme esperado, a viga testemunho - VT - apresentou um comportamento mais dúctil que as vigas reforçadas, o que pode também ser observado pelas curvas da Figura 5.9. O elevado fator de performance da viga VT corresponde ao tipo de ruptura à flexão experimentada, que, após o escoamento do aço da armadura interna, sofreu um grande deslocamento vertical no centro do vão até o ponto onde não mais suportou o carregamento imposto.

As vigas VFC_01 e VFA_01, reforçadas com uma camada de fibra de carbono e aramida, romperam, repentinamente, e de forma frágil, embora a presença da ancoragem adicional tenha contribuído para evitar o descolamento do reforço a partir das extremidades das vigas, possibilitando, assim, que fossem atingidos carregamentos mais elevados que os previstos no dimensionamento. Devido aos modos de ruptura verificados, essas vigas não apresentaram o mesmo comportamento da VT na fase final de carregamento, que permitiu grandes deslocamentos verticais no centro do vão antes que a viga perdesse por completo sua

capacidade de carga. Dessa forma, as vigas VFC_01 e VFA_1 apresentaram baixos fatores de performance, inferiores ao recomendado por Mufti et al. (1996), que sugerem que vigas retangulares de concreto armado reforçadas com PRF deveriam apresentar fatores de performance superiores a 4 para garantir um comportamento adequado quanto a ductibilidade.

As rupturas das vigas VFC_02 e VFA_02 também podem ser consideradas frágeis, uma vez que ocorreram devido ao descolamento do compósito na região central da viga, entre os laços de ancoragem. Entretanto, o fator de performance destas duas vigas foi superior ao das vigas VFC_01 e VFC_02 em 79,37% e 9,18%, respectivamente, devido ao incremento tanto na capacidade de carga quanto na capacidade de deformação, possibilitados pela utilização dos laços de ancoragem adicional. O fator de performance das vigas VFC_02 e VFA_02 pode ser considerado adequado para vigas retangulares de concreto armado reforçadas com PRF, segundo os critérios de Mufti et al. (1996).

A viga VFV_02 apresentou ruptura do tipo frágil, que ocorreu pelo descolamento do reforço da parte central da viga até uma das extremidades. O fator de performance da viga VFV_02 também pode ser considerado adequado, de acordo com o critério de Mufti, se localizando entre o da VFC_01 e o da VFA_02.

Resumindo os resultados obtidos, observa-se que a viga VFC_02 foi a que apresentou os melhores resultados dentre as vigas reforçadas, seguida pela viga VFV_02. O fator resistência da viga testemunho foi superior ao das vigas com uma camada de reforço, enquanto o fator deformação foi bem maior que o de todas as vigas reforçadas.

Cabe lembrar que, por ser um fator global, o fator de performance permite ao projetista balancear o ganho de resistência e a capacidade de deformação do elemento estrutural reforçado. Desta forma situações específicas, como a aplicação de um reforço com PRF em estruturas submetidas a ações sísmicas, onde a estrutura necessita grande deformabilidade, podem ser equacionadas.

5.7 Análise Numérica

Os dados utilizados para a comparação dos resultados experimentais com os obtidos através da solução analítica proposta, descrita no Capítulo 4, foram compilados na forma de gráficos, que mostram o comportamento das curvas carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão, para a viga testemunho e para as vigas reforçadas com fibras de carbono e aramida.

Os gráficos das Figuras 5.16 a 5.21 apresentam as comparações entre os resultados experimentais e os estimados com a solução analítica proposta no Capítulo 4, respectivamente para a viga testemunho VT e para as vigas VFC_01, VFC_02, VFA_01, VFA_02 e VFV_02.

Na Tabela 5.11 podem ser encontrados os valores das cargas (P_{exp} e P_{num}) e dos deslocamentos verticais no centro do vão (δ_{exp} e δ_{num}), obtidos de forma experimental e através da solução analítica proposta no Capítulo 4, para as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

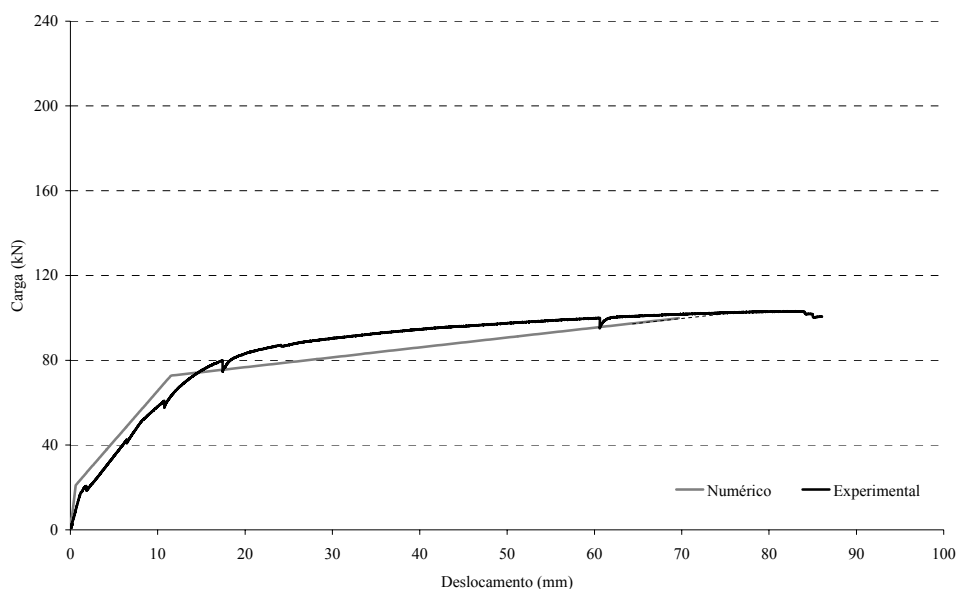


Figura 5.16 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VT.

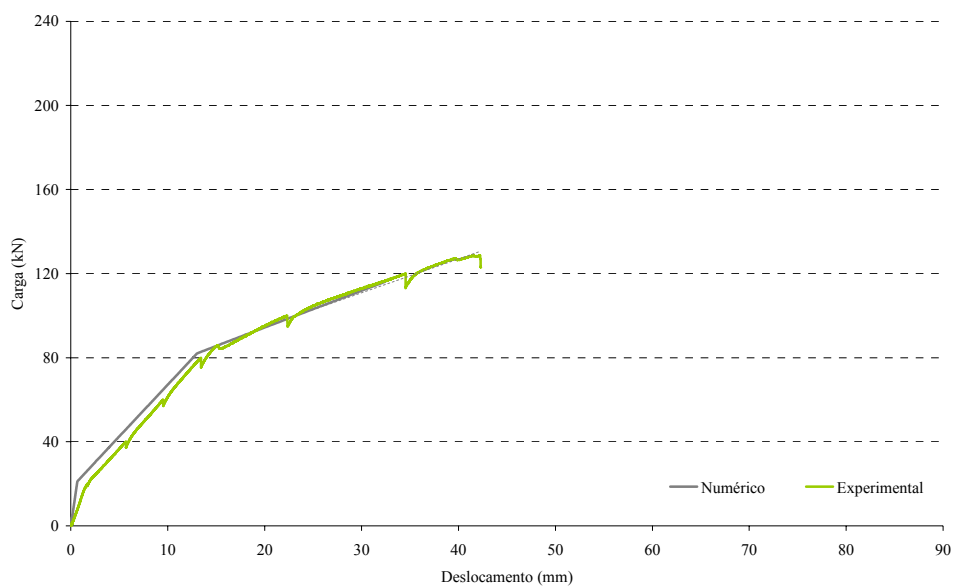


Figura 5.17 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_01.

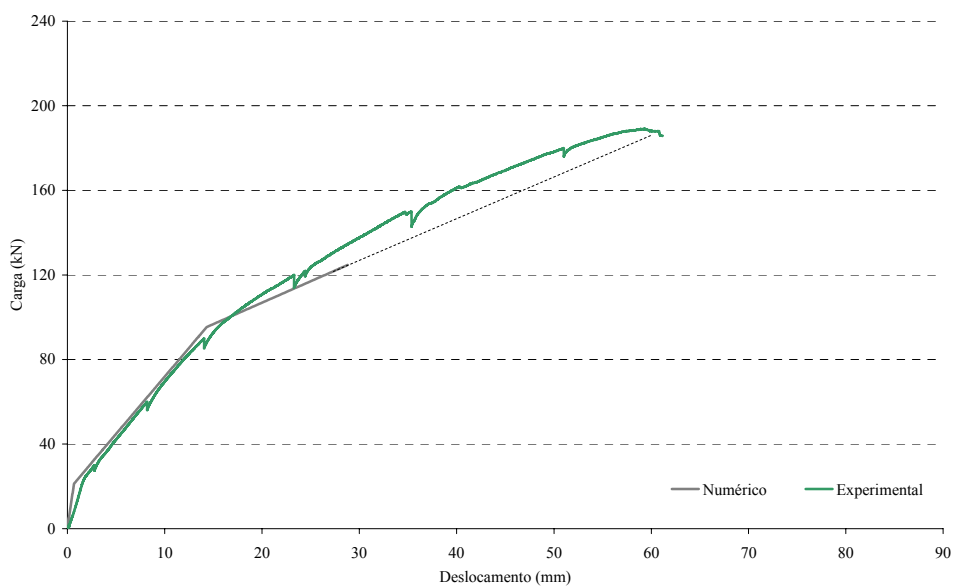


Figura 5.18 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_02.

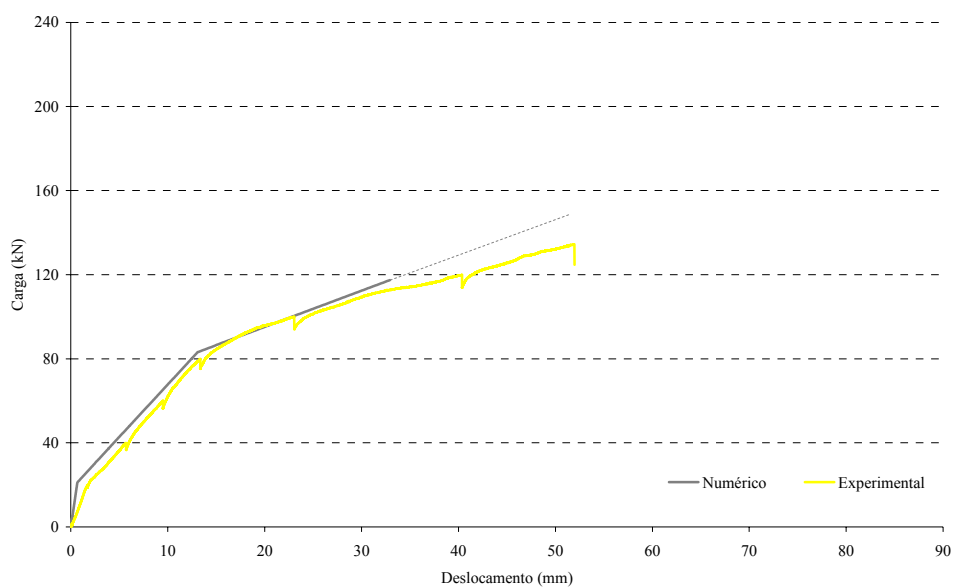


Figura 5.19 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFA_01.

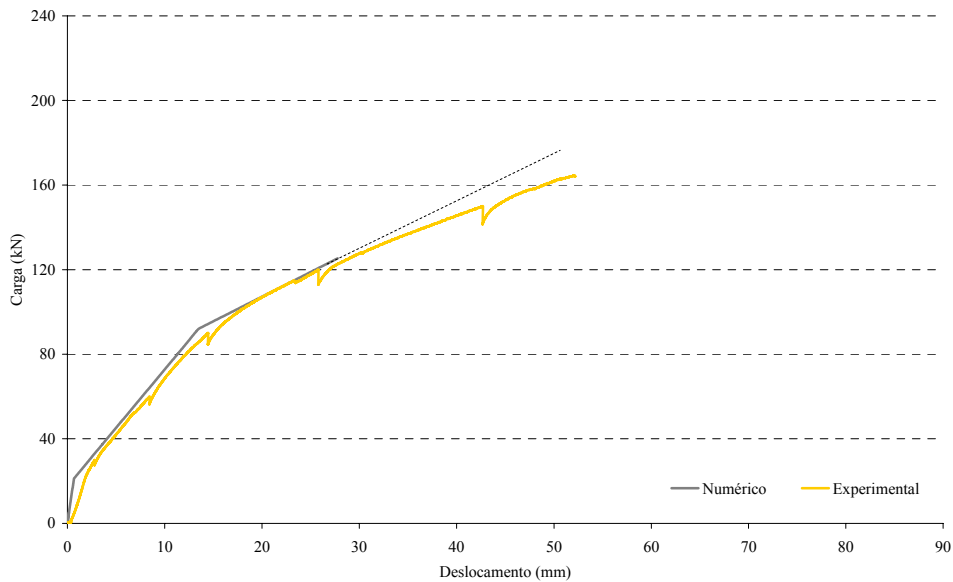


Figura 5.20 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFA_02.

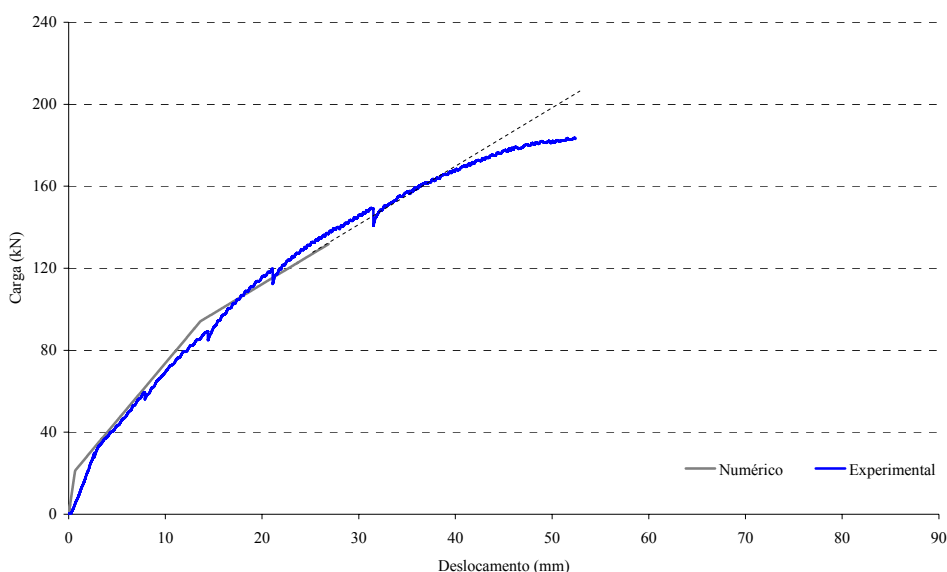


Figura 5.21 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFV_02.

Tabela 5.11 –Cargas e deslocamentos verticais no centro do vão obtidos experimentalmente e através da solução analítica para as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Viga	Fase do diagrama	P_{exp} (kN)	δ_{exp} (mm)	P_{num} (kN)	δ_{num} (mm)	$\frac{P_{num}}{P_{exp}}$	$\frac{\delta_{num}}{\delta_{exp}}$
VT	Fissuração do concreto	20,24	1,65	21,08	0,61	1,04	0,37
	Escoamento do aço	74,31	14,64	72,80	11,52	0,98	0,79
	Final do ensaio	103,16	81,67	100,01	69,99	0,97	0,86
VFC_01	Fissuração do concreto	20,65	1,87	21,16	0,67	1,02	0,36
	Escoamento do aço	83,85	14,80	83,11	12,58	0,99	0,85
	Ruptura do reforço	128,68	42,20	118,88	31,72	0,92	0,75
VFC_02	Fissuração do concreto	25,72	2,03	21,25	0,67	0,83	0,33
	Escoamento do aço	88,55	14,36	92,18	12,92	1,04	0,90
	Ruptura do reforço	189,06	59,31	126,98	26,64	0,67	0,45
VFA_01	Fissuração do concreto	20,65	1,87	21,17	0,67	1,03	0,36
	Escoamento do aço	83,85	14,80	83,19	13,09	0,99	0,88
	Ruptura do reforço	134,50	51,91	117,54	32,08	0,87	0,62
VFA_02	Fissuração do concreto	25,18	2,20	21,24	0,67	0,84	0,30
	Escoamento do aço	88,96	14,23	91,98	13,47	1,03	0,95
	Ruptura do reforço	164,47	52,11	125,50	27,83	0,76	0,53
VFV_02	Fissuração do concreto	29,82	2,80	21,30	0,66	0,71	0,24
	Escoamento do aço	88,90	14,16	94,04	13,63	1,06	0,96
	Ruptura do reforço	183,53	52,10	131,85	26,90	0,72	0,52

Analisando os dados de todas as vigas, verifica-se que, embora a solução analítica represente adequadamente a carga em que ocorre a fissuração do concreto, um refinamento seria

necessário para melhor estimar os deslocamentos no centro do vão nessa primeira fase do diagrama, pois os resultados teóricos se mostram consistentemente mais rígidos que os experimentais.

Diferenças também são encontradas na estimativa da carga e do deslocamento vertical no centro do vão no momento da ruptura das vigas reforçadas. Esse fato ocorre porque a determinação destes parâmetros está condicionada à utilização de um certo modelo de ruptura para as vigas reforçadas, apresentado por Teng et al. (2002). Esse modelo de ruptura propõe que seja calculada a força que pode ser ancorada pelo reforço, dependendo do comprimento de ancoragem disponível na estrutura reforçada. Entretanto, o fato de terem sido utilizados laços de ancoragem nas extremidades das vigas melhorou o desempenho dos reforços, alterando o perfil de ruptura das vigas proposto por Teng et al. (2002). Considera-se que a melhoria no desempenho dos reforços ocorreu porque os laços de ancoragem efetivamente ancoraram as fibras coladas na face tracionada das vigas, evitando o descolamento do reforço a partir das extremidades, fato discutido no item 5.2.2. As linhas pontilhadas existentes nos gráficos das Figuras 5.17 a 5.21, comprovam que as curvas numérica e experimental possuem a mesma tendência, sendo necessária, portanto, a adequação do critério de ruptura para a obtenção de melhores resultados numéricos.

Analisando cada tipo de viga, pode-se observar, na Figura 5.16 e na Tabela 5.11, que a solução analítica proposta representou de forma adequada o comportamento da viga VT, apesar de estimar um comportamento um pouco mais rígido para a viga, principalmente na fase inicial do carregamento. Pela solução analítica, as cargas de fissuração do concreto, escoamento do aço da armadura e ruptura da viga, obtidas numericamente, são 4% superiores, 2% inferiores e 3% inferiores às obtidas experimentalmente. Entretanto, nas três fases do diagrama, a solução numérica se apresenta mais rígida. A ruptura prevista pela solução analítica, escoamento do aço antes da ruptura à compressão do concreto, foi a mesma obtida experimentalmente. A terceira fase do diagrama na solução analítica foi obtida forçando-se o concreto a responder à compressão após o escoamento do aço da armadura. Nesse caso, a simulação foi encerrada quando foi alcançada a carga obtida no final do ensaio da VT.

O gráfico da Figura 5.17 e a Tabela 5.11 mostram que os resultados da solução analítica desenvolvida para a viga VFC_01 também estima um comportamento mais rígido para a viga nas duas primeiras fases do diagrama carga *versus* deslocamento. A carga e o deslocamento estimados para a fissuração do concreto foram 2% superiores e 64% inferiores aos valores obtidos experimentalmente. Os valores que caracterizam o escoamento do aço da armadura interna estimados foram mais precisos que os da fase anterior, embora o deslocamento vertical no centro do vão ainda tenha sido 15% inferior ao obtido experimentalmente. Na terceira fase do diagrama, a diferença entre as cargas de ruptura numérica e experimental foi de 8% e a relação entre os deslocamentos verticais no centro do vão foi de 25%. Entretanto, a linha pontilhada da Figura 5.17 mostra que as duas curvas possuem a mesma tendência, confirmando que a diferença na determinação do ponto que caracteriza a ruptura da viga ocorreu devido ao critério de ruptura adotado, como comentado anteriormente. A ruptura estimada pela solução analítica, que previa o descolamento do reforço antes do esmagamento do concreto, foi a mesma obtida experimentalmente, embora a solução analítica tenha estimado valores menores para carga e deslocamento na ruptura.

A análise numérica realizada para a viga VFC_02, mostrada na Figura 5.18, também se mostrou mais rígida na primeira fase do diagrama, o que não desqualificou a análise, já que a determinação da carga e do deslocamento vertical no centro do vão para o ponto que caracteriza o escoamento do aço resultou em diferenças pequenas, de somente 4% e 10%, respectivamente. A linha pontilhada, que indica a tendência dos dados numéricos após a ruptura da viga, mostra que houve uma mudança na inclinação da curva experimental, que pode ter ocorrido devido à presença dos laços de ancoragem, que aumentaram o potencial de utilização do reforço alterando o comportamento da terceira fase do diagrama.

Pode-se observar, no gráfico da Figura 5.19 e nas relações entre os dados numéricos e experimentais mostrados na Tabela 5.11, que a solução analítica proposta para a VFA_01 também se comporta de forma mais rígida nas duas primeiras fases do diagrama, com diferenças aproximadamente iguais às apresentadas pela viga VFC_01. Na terceira fase do diagrama, entretanto, as curvas experimentais e numéricas tendem a se aproximar, até o ponto onde ocorre a ruptura do reforço na solução analítica proposta. Entretanto, após esse valor, a linha pontilhada, que representa a tendência dos resultados numéricos após o critério de ruptura, se afasta dos resultados experimentais. O afastamento das curvas experimental e numérica ocorreu porque, após a carga estimada pelo critério de Teng et al. (2002) para o

descolamento do reforço, houve uma mudança de direção no diagrama experimental da viga VFA_01, provavelmente devido a algum dano no PRF, que causou a perda de rigidez no elemento reforçado, mesmo sem ocasionar a ruptura da viga, que ainda foi sustentada pela ancoragem adicional. Da mesma forma que no caso da viga VFC_01, a ruptura estimada pela solução analítica foi a mesma obtida experimentalmente e ocorreu pelo descolamento do reforço antes do esmagamento do concreto, muito embora a utilização do critério de Teng et al. (2002) tenha resultado em valores menores para carga e deslocamento na ruptura.

A viga VFA_02 apresentou comportamento similar à VFA_01 na terceira fase do diagrama, quando uma perda de rigidez na fase final de carregamento, após a carga de ruptura estimada pelo critério de Teng et al. (2002), fez a curva experimental se afastar da numérica. Observa-se, no gráfico da Figura 5.20, que, apesar das diferenças ocorridas na determinação dos pontos que caracterizam a fissuração do concreto, que foram de 16% para carga e 70% para o deslocamento vertical no centro do vão, no ponto que caracterizou o escoamento do aço, as diferenças, de 3% para a carga e 5% para o deslocamento, não foram significativas, o que contribuiu positivamente para a proximidade no traçado dos dados numéricos e experimentais. O tipo de ruptura experimentado pela viga não foi o mesmo estimado pela solução analítica, que previa o esgotamento da capacidade resistente do concreto à compressão antes do descolamento do reforço. Acredita-se que a utilização dos laços de ancoragem adicional tenha contribuído para esta divergência entre o tipo de ruptura previsto pela solução analítica e o experimentado pela viga.

Os dados estimados, através do modelo analítico, para a viga VFV_02, mostram um comportamento mais rígido na primeira fase do diagrama. Entretanto, a determinação da carga e do deslocamento vertical no centro do vão, para o ponto que caracteriza o escoamento do aço, resultou em diferenças de apenas 6% e 4%, respectivamente. A linha pontilhada, que indica a tendência dos dados numéricos após a ruptura da viga, mostra que houve uma mudança na inclinação da curva experimental, que pode ter ocorrido devido à presença dos laços de ancoragem que aumentaram o potencial de utilização do reforço, alterando o comportamento da terceira fase do diagrama.

Em todos os casos, pequenas diferenças também podem ter ocorrido devido à utilização do módulo de elasticidade das fibras, ao invés do módulo de elasticidade dos compósitos, nas simulações. A determinação dos módulos de elasticidade reais dos compósitos, provavelmente, resultaria em valores inferiores aos utilizados, visto que foram adotados, como de praxe, os valores fornecidos pelos fabricantes para os tecidos de fibra. Caso se quisesse fazer uma abordagem mais precisa, seria necessário determinar o módulo de elasticidade efetivo do compósito e considerar, nas simulações, a área efetiva do mesmos, determinada a partir da espessuras do compósito, e não somente das fibras. Para moldagens *in-situ*, isso pode se tornar difícil.

De forma geral, a solução analítica proposta representou de forma satisfatória os resultados experimentais das vigas VFC_01, VFC_02, VFA_01, VFA_02 e VFV_02, sendo necessários, entretanto, alguns refinamentos no que diz respeito aos diagramas tensão-deformação do concreto, do aço e do compósito de reforço, ao número de fases do diagrama momento *versus* curvatura e ao critério de ruptura do reforço.

Os diagramas tensão *versus* deformação do concreto e do aço podem ser incrementados de forma que sejam construídas curvas com vários pontos, obtidos por meio de ensaios nos mesmos materiais utilizados nas vigas, ao invés de serem utilizados modelos simplificados como o que prevê um comportamento elasto-plástico perfeito para o aço e equações que representem o comportamento à compressão do concreto, como as que foram utilizadas nessa análise. Quanto ao diagrama tensão *versus* deformação do compósito de reforço, a determinação do módulo de elasticidade dos compósitos formados por diferentes números de camadas de fibras poderia fornecer resultados mais precisos nas simulações.

Acredita-se, todavia, que uma das medidas mais promissoras seria considerar um diagrama momento *versus* curvatura composto por quatro fases, ao invés de três, que poderia representar melhor a fase dos diagramas que vai do ponto onde ocorre o escoamento do aço da armadura de flexão até o ponto onde ocorre o esmagamento do concreto ou a ruptura do PRF.

Dessa forma, o diagrama seria caracterizado pelos seguintes pontos, como mostra a Figura 5.22: M_{cr} e ϕ_{cr} (momento e curvatura quando ocorre a fissuração do concreto), M_y e ϕ_y (momento e curvatura no início do escoamento do aço da armadura de flexão), M_{cu} e ϕ_{cu}

(momento e curvatura quando a deformação concreto comprimido atinge a deformação correspondente à tensão máxima no concreto) e M_u e ϕ_u (momento e curvatura quando ocorre o esmagamento do concreto ou ruptura no PRF).

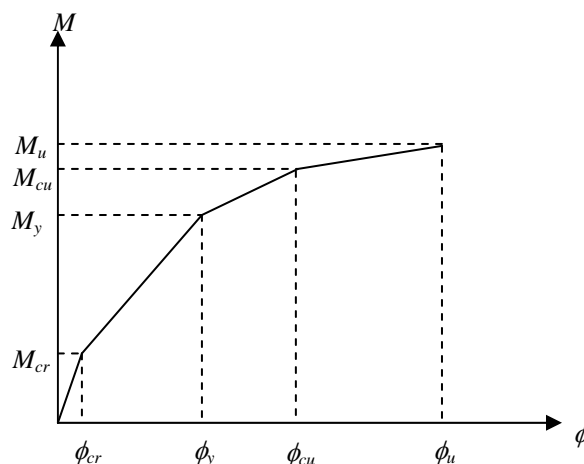


Figura 5.22 – Diagrama momento versus curvatura com quatro pontos.

Quanto ao critério de ruptura das vigas reforçadas, seria necessário pesquisar um modelo que representasse adequadamente as vigas reforçadas à flexão com a presença dos laços de ancoragem adicional. Como discutido ao longo do texto, acredita-se que eles contribuíram de forma fundamental para a ancoragem do reforço das vigas, modificando a forma de ruptura e permitindo um incremento de carga superior ao previsto no dimensionamento, principalmente nas vigas reforçadas com mais de uma camada de reforço.

5.8 Análise de Custos dos Sistemas PRFC, PRFV e PRFA

Na Tabela 5.12 encontram-se os custos dos sistemas PRFC, PRFV e PRFA utilizados nos reforços aplicados nas vigas VFC_01 e VFA_01, que, para o incremento de carga especificado no dimensionamento, receberam uma camada de fibra de carbono e uma camada de fibra de aramida. A esses custos ainda devem ser somados os custos de preparação do substrato e de aplicação dos sistemas de reforço.

Tabela 5.12 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF com uma camada.

Sistema PRF	Componentes do Sistema	Custo Unitário por Componente*	Quantidade Utilizada	Custo Total por Componente
PRFC (1 camada)	Primer	USD\$ 30,55/kg (parte A) USD\$ 35,15/kg (parte B)	0,11kg em 0,70m ²	USD\$ 3,48
	Resina	USD\$ 24,05/kg (parte A) USD\$ 27,75/kg (parte B)	1,57 kg em 2,30m ²	USD\$ 39,20
	Fibra	USD\$ 55,50/m ²	0,41m ² (flexão) 0,36m ² (laços)	USD\$ 42,35
	Custo Total do Sistema			USD\$ 85,03
PRFA (1 camada)	Primer	USD\$ 30,55/kg (parte A) USD\$ 35,15/kg (parte B)	0,11kg em 0,70m ²	USD\$ 3,48
	Resina	USD\$ 64,75/kg (parte A) USD\$ 74,00/kg (parte B)	0,63kg em 2,30m ²	USD\$ 41,93
	Fibra	USD\$ 25,90/m ²	0,41m ² (flexão) 0,36m ² (laços)	USD\$ 19,95
	Custo Total do Sistema			USD\$ 65,36

* Valores transformados de Reais para Dólares Americanos

Primeiramente, é interessante notar que os valores apresentados na Tabela 5.12 mostram que, na aplicação de um sistema PRF, o custo das resinas é tão relevante quanto o custo das fibras. No sistema PRFC utilizado, o custo da resina representa cerca de 93% do custo do tecido de fibra de carbono. Já no sistema PRFA, o custo da resina chega a ser o dobro do custo do tecido de fibra de aramida.

Em relação à resina epóxi utilizada no sistema PRFA, pode-se observar que, embora seu custo por kg seja mais elevado que o custo por kg da resina utilizada nos sistemas PRFC e PRFV, o seu rendimento é maior, devido à sua baixa viscosidade, o que não onera o custo total do sistema PRFA.

Observa-se, na Tabela 5.12, que os tecidos de fibra de aramida possuem custo inferior ao dos tecidos de fibra de carbono. Quanto às propriedades mecânicas, as fibras de aramida geralmente possuem módulo de elasticidade e resistência à tração inferiores aos das fibras de carbono. Entretanto, a rigidez obtida nos reforços com fibras de carbono e aramida podem ser similares, dependendo das combinações entre módulo de elasticidade e espessura dos tecidos utilizados.

No caso das vigas VFC_01 e VFA_01, o tecido de aramida tinha menor módulo de elasticidade, mas era mais espesso que o de fibra de carbono, o que fez com que a utilização de apenas uma camada de fibra de aramida fosse suficiente para a obtenção do mesmo nível

de reforço de uma camada de fibra de carbono, tornando o sistema PRFA uma boa opção em termos de custo.

Os custos dos sistemas PRFC, PRFA e PRFV utilizados nos reforços aplicados nas vigas VFC_02, VFV_02 e VFA_02, que, para o incremento de carga especificado no dimensionamento, receberam duas camadas de fibra de carbono, três camadas de fibra de vidro e uma camada de fibra de aramida, podem ser encontrados na Tabela 5.13. A esses custos ainda devem ser somados os custos de preparação do substrato e de aplicação dos sistemas de reforço. Tais custos servem, todavia, como uma base adequada para comparação de diferentes alternativas de reforço.

Tabela 5.13 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF com duas e três camadas.

Sistema PRF	Componentes do Sistema	Custo Unitário por Componente*	Quantidade Utilizada	Custo Total por Componente
PRFC (2 camadas)	Primer	USD\$ 30,55/kg (parte A) USD\$ 35,15/kg (parte B)	0,11kg em 0,70m ²	USD\$ 3,48
	Resina	USD\$ 24,05/kg (parte A) USD\$ 27,75/kg (parte B)	2,59kg em 3,80m ²	USD\$ 64,66
	Fibra	USD\$ 55,50/m ²	0,82m ² (flexão) 0,72m ² (laços)	USD\$ 85,47
	Custo Total do Sistema			USD\$ 153,61
PRFA (2 camadas)	Primer	USD\$ 30,55/kg (parte A) USD\$ 35,15/kg (parte B)	0,11kg em 0,70m ²	USD\$ 3,48
	Resina	USD\$ 64,75/kg (parte A) USD\$ 74,00/kg (parte B)	1,04kg em 3,80m ²	USD\$ 69,21
	Fibra	USD\$ 25,90/m ²	0,82m ² (flexão) 0,72m ² (laços)	USD\$ 39,89
	Custo Total do Sistema			USD\$ 112,58
PRFV (3 camadas)	Primer	USD\$ 30,55/kg (parte A) USD\$ 35,15/kg (parte B)	0,11kg em 0,70m ²	USD\$ 3,48
	Resina	USD\$ 24,05/kg (parte A) USD\$ 27,75/kg (parte B)	3,62kg em 5,30m ²	USD\$ 90,09
	Fibra	USD\$ 12,95/m ²	1,23m ² (flexão) 1,08m ² (laços)	USD\$ 29,92
	Custo Total do Sistema			USD\$ 123,49

Observa-se, na tabela, que o custo da fibra de vidro do sistema PRFV é cerca de quatro vezes inferior ao custo das fibras de carbono do sistema PRFC e metade do custo das fibras de aramida do sistema PRFA. Entretanto, o fato da fibra de vidro apresentar custo inferior ao das fibras de carbono e de aramida não refletiu num menor custo de reforço para a viga VFV_02, já que, para um incremento de 45% na capacidade de carga da viga, foram necessárias três

camadas de fibra de vidro ao invés das duas camadas de fibra de carbono ou aramida. Sendo assim, o custo do reforço da viga VFV_02 se localizou entre os custos das vigas VFC_02 e VFA_02.

Diferentemente do que acontece no caso da viga VFC_02, o valor mais representativo no custo do reforço das vigas VFA_02 e VFV_02 foi o da resina necessária para cobrir as camadas de fibra, que representou cerca de 73% e 300% do custo das fibras de aramida e vidro, respectivamente.

A Tabela 5.13 mostra que o aumento no número de camadas de fibras nas vigas VFC_02 e VFA_02 em relação às vigas VFC_01 e VFA_01, aumentou o custo dos reforços em 80,65% e 72,24%. Entretanto, não foi observado incremento equivalente em relação à capacidade de carga das vigas reforçadas, sendo registrados valores de 46,92% e 22,28%, respectivamente, para os pares de vigas VFC_02 e VFC_01 e VFA_02 e VFA_01.

Os dados apresentados na Tabela 5.14 mostram que a viga VFC_01 apresentou maior relação custo *versus* incremento de carga em relação à viga VFA_01, sendo que ambas foram dimensionadas para um incremento de carga de 25% em relação a viga VT.

Considerando todas as vigas reforçadas, a VFC_02 foi a que apresentou maior relação custo *versus* incremento percentual de carga.

Tabela 5.14 – Relações custo *versus* capacidade e incremento de carga para as vigas reforçadas.

Viga	Custo do Reforço (USD\$)	Capacidade de carga (kN)	Incremento na capacidade de carga	Relação Custo/Capacidade de carga (USD\$/kN)	Relação Custo/Incremento de carga (USD\$/kN)
VFC_01	85,03	128,68	1,25	0,66	0,68
VFA_01	65,36	134,50	1,30	0,48	0,50
VFC_02	153,61	189,06	1,83	0,81	0,84
VFA_02	112,58	164,47	1,59	0,68	0,71
VFV_02	123,49	183,53	1,78	0,67	0,69

Os dados da Tabela 5.14 confirmam que o aumento no número de camadas de fibra utilizadas na formação do compósito de reforço aumenta a relação custo *versus* incremento de carga das vigas. A utilização de duas camadas de fibra de carbono ao invés de uma, resultou em um aumento de 22,72% na relação custo *versus* incremento de carga. No caso das vigas

reforçadas com fibra de aramida, a relação custo *versus* incremento de carga aumentou 41,66% com a utilização de duas camadas de fibra.

As vigas mais econômicas, sob esse ponto de vista, foram as confeccionadas com fibra de aramida, apesar do custo elevado da resina empregada. Ou seja, essa alternativa pode ser atrativa, apesar dos resultados mecânicos levemente inferiores.

Quanto à utilização das fibras de vidro, cabe ressaltar que, devido às suas propriedades mecânicas serem inferiores às das fibras de carbono e aramida, a escolha do tipo de fibra de vidro a ser utilizada no compósito é fundamental quando se estuda a viabilidade de aplicação do sistema PRFV no reforço de estruturas de concreto armado, seja em relação ao comportamento estrutural da estrutura reforçada ou aos custos do reforço.

A fibra de vidro do sistema PRFV utilizado nesse estudo têm peso específico de 900g/m^2 , enquanto as fibras de carbono e aramida dos sistemas PRFC e PRFA têm peso específico 300g/m^2 e 450g/m^2 , respectivamente. Se no sistema PRFV fosse utilizada uma fibra de vidro com peso específico de 300g/m^2 , módulo de elasticidade em torno de 75GPa e espessura aproximada de 0,1mm, seriam necessárias quatro camadas de fibra de vidro para um incremento de capacidade de carga de apenas 25%, o que a tornaria comparável com as vigas VFC_01 e VFA_01 em termos de nível de reforço.

Nesse caso, porém, devido ao alto consumo de resina para formação de várias camadas, o reforço com fibra de vidro poderia custar cerca de USD\$ 160,00 (mantido o preço da fibra), o que tornaria a solução antieconômica frente aos valores apresentados na Tabela 5.12, referentes ao reforço das vigas VFC_01 (USD\$ 85,03) e VFA_01 (USD\$ 65,36).

É interessante notar que, sob o ponto de vista econômico, o uso de várias camadas de reforço não é aconselhável, enquanto sob o ponto de vista técnico, tal uso parece ser benéfico.

Ou seja, frente às observações relativas ao custo dos reforços com PRFC, PRFV e PRFC, pode-se chegar à conclusão que o reforço com maior custo nem sempre será o que trará mais

benefícios em termos de capacidade de carga para a estrutura reforçada. Da mesma forma, o reforço com menor custo pode não ser o mais adequado a todas as situações.

Uma análise completa, que confronte as características de cada fibra, o tipo de estrutura a ser reforçada, o nível de reforço requerido, o ambiente ao qual o reforço estará exposto e os custos admissíveis é necessária para identificar qual PRF é mais adequado a cada aplicação. Mudanças na forma de aplicação, que reduzam a quantidade de resina empregada, também podem colaborar de forma significativa para a redução dos custos. O mais importante é que os dados coletados deixam evidente que o estudo de alternativas de reforço é útil e importante para que se tenham soluções adequadas para diferentes situações.

Capítulo 6

Discussão dos Resultados da Segunda Etapa do Programa Experimental

6.1 Considerações Iniciais

O desenvolvimento da segunda etapa do programa experimental, que busca analisar a eficiência da técnica de protensão de compósitos laminados, através da realização de ensaios à flexão com carregamento estático e cíclico, conforme descrito no Capítulo 4, resultou nos dados apresentados neste capítulo. As análises serão feitas tomando como referencial teórico os conceitos abordados nos Capítulos 2 e 3, e considerando as análises numéricas baseadas nos procedimentos analíticos descritos no Capítulo 4.

Os dados obtidos a partir dos ensaios com carregamento estático são analisados em termos de dimensionamento, cargas e modos de ruptura, deslocamentos no centro do vão, ductilidade, deformações específicas nos materiais, perdas da força de protensão e sistema de ancoragem das vigas. Para a validação dos dados obtidos nos ensaios com carregamento estático, a análise numérica realizada na primeira etapa do programa experimental foi adaptada, para considerar a força de protensão e as condições de carregamento do ensaio. Os dados obtidos a partir dos ensaios com carregamento cíclico são analisados em termos de fissuração, deformações específicas nos materiais, deslocamentos no centro do vão, carga de ruptura, ductilidade e número de ciclos de carga recebidos de acordo com o nível de carregamento aplicado. Finalmente, encerrando a análise dos resultados desta etapa do programa experimental, é apresentada uma análise de custo dos reforços utilizados.

6.2 Dimensionamento dos Reforços com Sistemas PRFC Protendidos

A viga VFC_NP_01, que recebeu dois laminados de fibra de carbono não-protendidos, foi dimensionada de acordo com as recomendações do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), como descrito no Capítulo 4, para um incremento de carga de 45%. Na Tabela 6.1 podem ser encontrados os valores obtidos no dimensionamento. Os resultados do dimensionamento do reforço da viga VFC_NP_01 servem para posterior comparação com os resultados das vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, que receberam reforço com laminados protendidos.

Tabela 6.1 – Dados do dimensionamento da viga VFC_NP_01.

Reforço de viga de concreto armado com laminado de PRFC <i>Design Guide Line for S&P FRP Systems</i> (S&P, 2006)					
Dados da viga	Dados do concreto	Dados do aço flexão	Dados do aço cisalhamento	Esforços resistentes da viga não reforçada	Dados do PRFC
bw = 100cm h = 22cm c = 1,5cm l = 6,0m	f _{ck} = 40MPa E _c = 36049,96MPa ε _{cu} = 0,003 β = 0,77	f _{yk} = 436MPa E _s = 210000 MPa ε _{sy} = 0,00207 φ _s = 12mm nφ _s = 7 A _s = 7,92cm ² φ _{s1} = 8mm nφ _{s1} = 7 A _{s1} = 3,52cm ²	f _{yk} = 436MPa E _s = 210000 MPa ε _{sy} = 0,00207 φ _s = 8mm A _{sw} = 11,17 cm ² /m s _s = 9cm	V _c = 153,15kN V _s = 79,21kN V = 232,36kN M _n = 63,80kNm	f _{tu*} = 2800MPa E _t = 165000 MPa ε _{tu} = 0,017 t _r = 1,2mm b _r = 59mm n = 2
DIMENSIONAMENTO <i>Design Guide Line for S&P FRP Systems</i> (S&P, 2006)					
Momento último a ser resistido pela viga reforçada para incremento de 45% de M _n Mu = 92,51kNm					
Viga VFC_NP_01 n° de laminados = 2 A _t = 1,2cm ² Deformação inicial existente ε _{ci} = 0 Linha neutra após equilíbrio x = 2,98cm Tensão e deformação no reforço após equilíbrio ε _t = 0,0075 f _t = 1237,50MPa Concreto atinge ε _c = 0,001177 na ruptura do reforço Momento resistente da viga reforçada M _n = 93,10kNm					
VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE ANCORAGEM ADICIONAL					
Esforço cortante da viga reforçada V _r = 51,72kN S&P V > V _r e V _r < V _c – Não necessita ancoragem adicional					

Devido à inexistência de norma específica para o dimensionamento de elementos de concreto armado reforçados com laminados protendidos, a verificação da capacidade resistente das

vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 foi realizada através do procedimento analítico descrito no item 4.4.9 do Capítulo 4, e será analisada posteriormente, no item 6.3.7 deste capítulo

Segundo as recomendações do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), a deformação última dos laminados de PRFC deve ser restringida a 7,5‰, para evitar a ocorrência de rupturas prematuras do tipo *peeling-off*, que provocam o descolamento do laminado da estrutura reforçada. Sendo assim, o dimensionamento do reforço com laminados de PRFC de 1,2mm de espessura e 165GPa de módulo de elasticidade, não-protendidos, restringiu a deformação última dos laminados em, aproximadamente, 56%. Nesse caso, o equilíbrio da seção transversal reforçada estabelece que, quando o reforço atinge 7,5‰, a deformação específica atuante no concreto é de cerca de 1,11‰, indicando que o elemento reforçado rompe por *peeling-off* antes que o concreto atinja sua deformação máxima, de 3‰, segundo o ACI 440.2R-02 (2002).

A título de comparação, o cálculo do coeficiente de redução k_m para laminados de PRFC com 1,2mm de espessura, 165GPa de módulo de elasticidade e 17‰ de deformação última, segundo recomendações do ACI 440.2R-02 (2002), resulta em um valor de 0,47. Já o cálculo do k_m para laminados com mesmos valores de módulo de elasticidade e deformação última, porém, com metade da espessura, resulta em um valor de 0,9.

6.3 Ensaios à Flexão com Carregamento Estático

Como descrito no Capítulo 4, os resultados dos ensaios à flexão com carregamento estático referem-se às vigas VT, sem reforço, VFC_NP_01, com dois laminados não-protendidos, VFC_PE_01, com dois laminados protendidos e VFC_PE_02, com quatro laminados de menor espessura protendidos.

6.3.1 Cargas e modos de ruptura

A Tabela 6.2 mostra as quatro vigas ensaiadas à flexão com carregamento estático, o tipo de reforço aplicado, a carga e o modo de ruptura experimentados por cada viga.

Tabela 6.2 – Cargas e modos de ruptura das vigas ensaiadas com carregamento estático.

Viga	Tipo de Reforço	Carga de Ruptura	Modo de Ruptura
VT	Sem reforço	100,14kN	Escoamento do aço seguido de ruptura do concreto à compressão
VFC_NP_01	Dois laminados de seção transversal 1,2mm x 50mm não-protendidos	127,25kN	Prematura do tipo <i>peeling-off</i>
VFC_PE_01	Dois laminados de seção transversal 1,2mm x 50mm protendidos	162,41kN	Prematura do tipo <i>peeling-off</i>
VFC_PE_02	Quatro laminados de seção transversal 0,6mm x 50mm protendidos	164,68kN	Esgotamento da resistência à tração do laminado de PRFC

Observa-se, pelas cargas de ruptura apresentadas na tabela, que o reforço com dois laminados de PRFC não-protendidos, executado na viga VFC_NP_01, aumentou a capacidade de carga da viga testemunho em apenas 27%. Os momentos resistentes determinados através dos procedimentos utilizados no dimensionamento das vigas VT e VFC_NP_01, mostrados na Tabela 6.1, aplicados em um esquema de flexão em seis pontos, representam cargas de ruptura de 70,88kN e 103,66kN. Sendo assim, as vigas VT e VFC_NP_01 romperam com cargas 41,08% e 22,52% superiores às determinadas através do dimensionamento.

O reforço da viga VFC_PE_01, que foi executado com dois laminados de PRFC protendidos, aumentou a capacidade de carga da viga testemunho em 62,41%. A viga VFC_PE_02, reforçada com quatro laminados de PRFC protendidos, porém, com mesma área de reforço das anteriores, apresentou o melhor resultado quanto à carga de ruptura, superando a carga última da viga testemunho em 64,68%.

A diferença de cerca de 28% nos resultados apresentados pelas vigas que receberam laminados protendidos, em relação à viga que recebeu laminado não-protendido, pode ser explicada pelo próprio princípio da protensão. Quando a força de protensão aplicada aos laminados de PRFC é aliviada, são induzidas tensões de compressão no concreto. Essas tensões de compressão tendem a combater as tensões de tração atuantes no elemento estrutural reforçado durante o carregamento, retardando a fissuração do concreto e o escoamento da armadura de aço interna. Dessa forma, a capacidade de carga do elemento reforçado é aumentada.

As rupturas prematuras do tipo *peeling-off*, que caracterizaram as vigas VFC_NP_01 e VFC_PE_01, ocorreram devido às elevadas tensões de interface nas zonas próximas à extremidade do reforço. Entretanto, devido à aplicação da protensão no laminado de PRFC, a viga VFC_PE_01 rompeu com um carregamento 29,41% superior ao da viga VFC_NP_01.

A ruptura da viga VFC_PE_02, reforçada com quatro laminados de PRFC protendidos, ocorreu por esgotamento da capacidade resistente do elemento de reforço. Esse tipo de ruptura foi possível devido à combinação de dois fatores: a aplicação de quatro laminados, ao invés de dois, e a aplicação da protensão nos laminados. Observa-se, portanto, que ao aplicar a mesma área de reforço das vigas anteriores, porém, de forma mais distribuída, as tensões nas extremidades dos laminados são mais bem distribuídas para o concreto do elemento reforçado. Essa melhor condição de ancoragem, aliada com o efeito da força de protensão aplicada aos laminados, permite que se atinja a plena utilização da capacidade de carga do reforço.

Nas Figuras 6.1 e 6.2, pode-se observar os dois tipos de ruptura ocorridos nas vigas reforçadas: *peeling-off*, nas vigas VFC_NP_01 e VFC_PE_01, e ruptura por esgotamento da capacidade resistente do laminado de fibra de carbono, na viga VFC_PE_02.

As rupturas prematuras do tipo *peeling-off* geralmente ocorrem de forma catastrófica e sem aviso prévio. A Figura 6.1 (b) mostra os dois laminados de PRFC no momento em que se desprenderam da extremidade direita da viga VFC_NP_01. Pode-se observar que os dois laminados se desprendem totalmente da viga sem que ocorra qualquer dano no laminado, já que a ruptura ocorre na região de interface adesivo-concreto.

Quando a ruptura ocorre por esgotamento da capacidade resistente do laminado, como mostra a Figura 6.2 (b), a ruptura ocorre nos filamentos individuais de fibra de carbono do laminado, que continua fixo à viga e rompe de forma mais gradual.

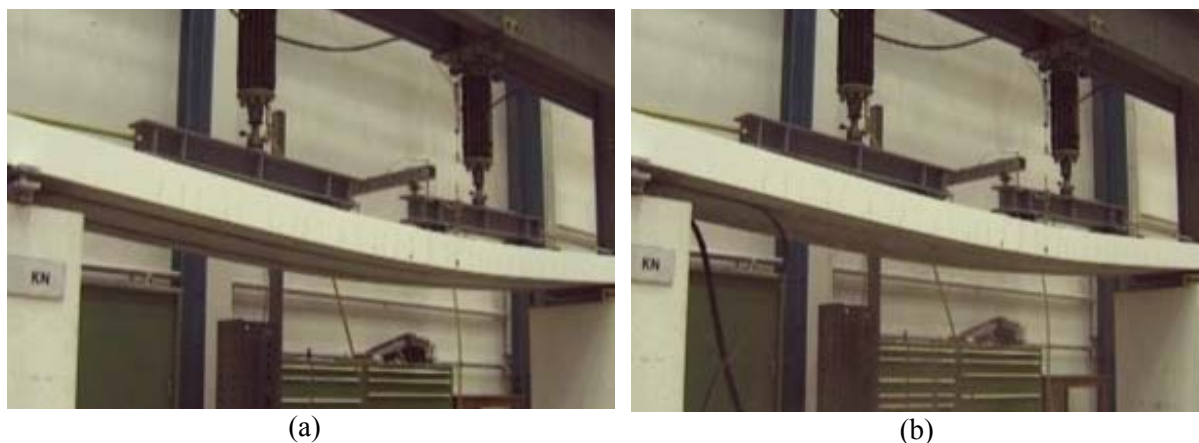


Figura 6.1 – Viga VFC_NP_01: (a) Durante o ensaio; (b) Após a ruptura prematura do reforço.



Figura 6.2 – Viga VFC_PE_02: (a) Durante o ensaio; (b) Após a ruptura do reforço por esgotamento da capacidade resistente do laminado de fibra de carbono.

6.3.2 Deslocamentos verticais no centro do vão

A Figura 6.3 mostra os deslocamentos verticais no centro do vão para as quatro vigas ensaiadas com carregamento estático. Na Tabela 6.3, pode-se observar as cargas e os deslocamentos verticais no centro do vão que caracterizam as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento da Figura 6.3.

O gráfico da Figura 6.3 mostra que todas as vigas reforçadas apresentaram comportamento similar quanto à rigidez, até a fissuração do concreto, indicando que o reforço começa a atuar no elemento estrutural somente quando o concreto já está fissurado.

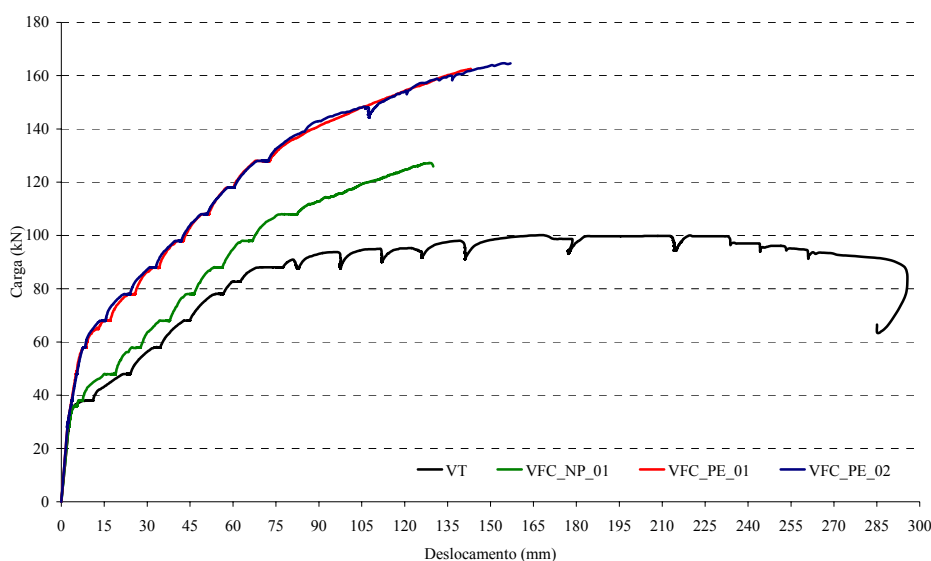


Figura 6.3 – Deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas ensaiadas com carregamento estático.

A viga reforçada com laminados não-protendidos apresentou pequena variação quanto à rigidez, quando comparada com a viga testemunho. Entretanto, as vigas reforçadas com laminados protendidos apresentaram rigidez bem maior que a viga testemunho e a viga reforçada com laminados não-protendidos, devido ao aumento da carga de fissuração do concreto e ao escoamento mais tardio do aço da armadura interna.

Os deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 são, praticamente, iguais desde o início do carregamento, indicando que a aplicação de dois laminados de 1,2mm de espessura ou quatro laminados de 0,6mm não altera de forma significativa a rigidez da viga reforçada.

Tabela 6.3 – Valores característicos das fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Viga	Fissuração do Concreto	Escoamento do Aço	Ruptura da Viga
VT	37 kN 3,44 mm	88 kN 71,38 mm	100 kN* 219,91 mm*
VFC_NP_01	37 kN 3,44 mm	108 kN 76,93 mm	127 kN 129,48 mm
VFC_PE_01	58 kN 7,68 mm	128 kN 70,87 mm	162 kN 144,07 mm
VFC_PE_02	58 kN 7,68 mm	128 kN 70,87 mm	165 kN 157,00 mm

* Valor considerado após o escoamento do aço quando a carga atinge seu valor máximo

Pode-se observar, através dos valores apresentados na Tabela 6.3, que a viga testemunho, VT, e a viga VFC_NP_01, reforçada com laminados de PRFC não-protendidos, apresentam valores parecidos para carga e deslocamento vertical no centro do vão no momento em que ocorre a fissuração do concreto. Esse comportamento se explica pelo fato do reforço, quando não-protendido, começar a atuar no elemento estrutural reforçado somente após a fissuração do concreto.

Já a fissuração do concreto nas vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, ocorreu com um carregamento 57% superior ao da fissuração do concreto nas vigas VT e VFC_NP_01. Essa diferença de comportamento, na primeira fase do diagrama carga *versus* deslocamento, ocorre porque a protensão dos laminados origina o desenvolvimento de tensões de compressão na face inferior da viga, região onde o concreto, normalmente, já está tracionado no início do carregamento. Sendo assim, a quantidade de carga necessária para provocar a deformação que resulta na ruptura à tração do concreto da face inferior da viga é maior.

As diferenças nas cargas de escoamento do aço da armadura interna também foram significativas. Os acréscimos foram de 22% para a viga VFC_NP_01 e 45 % para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, em relação à VT.

6.3.3 Ductilidade

Conforme discutido no Capítulo 2 e no item 5.6 do Capítulo 5, o fator de performance, expresso pela Equação 2.1, pode ser aplicado adequadamente a estruturas de concreto armado reforçadas com PRF, na medida em que reflete os comportamentos tanto da viga não reforçada quanto da viga reforçada.

Pode-se observar, na Tabela 6.4, os valores utilizados para os cálculos dos fatores de deformabilidade (*FD*) e resistência (*FR*), que determinam os fatores de performance (*FP*) apresentados na Tabela 6.5, para as quatro vigas ensaiadas.

Tabela 6.4 – Valores utilizados para os cálculos dos fatores de deformabilidade, resistência e performance.

Viga	Fator de Deformabilidade			Fator de Resistência		
	Deslocamento para $\epsilon_c = 1\text{‰}$ * (mm)	Deslocamento para o carregamento máximo (mm)	FD	Carga para $\epsilon_c = 1\text{‰}$ * (kN)	Carga máxima (kN)	FR
VT	66,31	219,91	3,31	88,51	100,14	1,13
VFC NP 01	63,56	129,48	2,03	98,12	127,25	1,29
VFC PE 01	60,37	144,07	2,38	120,33	162,41	1,34
VFC PE 02	60,37	157,00	2,60	120,33	164,68	1,37

* Os valores das cargas e deslocamentos para $\epsilon_c = 1\text{‰}$ foram obtidos através dos dados gerados pela análise numérica, que será apresentada no item 6.3.7 deste capítulo.

Tabela 6.5 – Fatores de deformabilidade, resistência e performance.

Viga	Fator de Performance		
	FD	FR	FP
VT	3,31	1,13	4,44
VFC NP 01	2,03	1,29	3,32
VFC PE 01	2,38	1,34	3,72
VFC PE 02	2,60	1,37	3,97

Conforme esperado, a viga testemunho VT apresentou um comportamento mais dúctil em relação às demais vigas, o que pode também ser observado pelas curvas da Figura 6.3. Observa-se que a ruptura à flexão da VT ocorreu após o escoamento do aço da armadura interna. A viga sofreu um grande deslocamento vertical no centro do vão e não suportou mais o carregamento que lhe era imposto. Como o fator de performance da VT é superior a 4, a viga atende aos requisitos impostos por Mufti et al. (1996).

A viga VFC_NP_01, reforçada com PRFC não-protendido e sem ancoragem adicional, rompeu, repentinamente, e de forma frágil. No momento em que o reforço rompe de forma frágil, a viga, imediatamente, perde grande parte de sua capacidade de carga. Sendo assim, a viga VFC_NP_01 não apresentou o mesmo comportamento da VT na fase final de carregamento, quando ocorreram grandes deslocamentos verticais no centro do vão antes que a viga perdesse por completo sua capacidade de carga. Por isso, o fator de performance dessa

viga resultou inferior a 4, valor mínimo recomendado por Mufti et al. (1996) para vigas retangulares de concreto armado reforçadas com PRF.

Nas vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, os fatores de performance estão mais próximos do recomendado por Mufti et al. (1996), embora também sejam inferiores a 4.

A ruptura da viga VFC_PE_01 foi frágil, similar à da viga VFC_NP_01. Entretanto, mesmo que as duas vigas tenham sido reforçadas com a mesma área de reforço, a viga VFC_PE_01 apresentou um fator de performance superior, pois permitiu incrementos de carga e de deformação. Pode-se dizer, portanto, que a adoção da protensão melhora a ductilidade das vigas reforçadas.

A viga VFC_PE_02, que recebeu quatro laminados de PRFC com 0,6mm de espessura, ao invés de dois laminados com 1,2mm, apresentou um comportamento mais dúctil em relação às outras duas vigas reforçadas, alcançando um fator de performance, aproximadamente, igual a 4. Ou seja, a utilização de laminados com menor espessura colaborou para a obtenção de um comportamento mais dúctil na estrutura reforçada com PRF, na medida em que ofereceram ao reforço uma maior área de contato com a viga, possibilitando, assim, uma melhor transferência dos esforços recebidos pelo reforço para a estrutura. A concentração de tensões numa área pequena de ancoragem ao concreto demanda a utilização de ancoragem adicional nas extremidades, para compensar a necessidade de uma maior resistência ao cisalhamento no adesivo e no concreto. Foi o que ocorreu nas vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, que romperam praticamente com a mesma carga, porém, com modos de ruptura completamente diferentes, já que a utilização de quatro laminados permitiu a transferência dos esforços até que o esgotamento da capacidade resistente da viga fosse atingido.

6.3.4 Deformações específicas nos materiais

As deformações específicas dos laminados de PRFC medidas durante a aplicação da protensão e do carregamento estático podem ser observadas na Tabela 6.6. Nas vigas VFC_NP_01 e VFC_PE_01, foram utilizados dois *strain gauges*, um em cada laminado de PRF, localizados no centro do vão da viga. A viga VFC_PE_02, reforçada com quatro laminados de PRFC, também foi instrumentada com dois *strain gauges*, que foram posicionados em dois laminados, de forma intercalada.

Tabela 6.6 – Deformações nos laminados de PRFC.

Viga	Deformação inicial devido à protensão ($\epsilon_{fp} - \text{‰}$)	Deformação na ruptura da viga ($\epsilon_f - \text{‰}$)	Deformação total no laminado ($\epsilon_{tot} = \epsilon_{fp} + \epsilon_f - \text{‰}$)	$\epsilon_{tot} / \epsilon_u$
VFC_NP_01	0,00	5,46*	5,46*	0,32
	0,00	5,46*	5,46*	0,32
VFC_PE_01	5,95	8,27	14,22	0,83
	5,95	8,31	14,26	0,83
VFC_PE_02	6,45	9,42	15,87	0,93
	6,45	9,84	16,29	0,96

* Resultados experimentais mostram que os dois *strain gauges* descolaram antes do final do ensaio.

A última deformação específica medida nos laminados de PRFC não-protendidos representa apenas 32% da capacidade de deformação desse material. Entretanto, como os *strain gauges* possivelmente descolaram antes do término do ensaio, a deformação do laminado provavelmente foi superior a 5,46‰. O valor máximo de deformação permitida nos laminados, para evitar a ocorrência de descolamento do reforço, é 8,1‰, conforme cálculos detalhados no item 4.4.9 do Capítulo 4, o que representa a utilização de 47,64% da capacidade de deformação do laminado. Pelo dimensionamento apresentado no item 6.2 desse capítulo, a máxima deformação admitida para o laminado seria de 7,5‰, o que representa a utilização de 44,11% da capacidade de deformação do laminado. O uso dessas limitações aumenta a segurança, mas conduz a uma subutilização do material, como já discutido no Capítulo 3.

Os laminados protendidos das vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 apresentaram, na ruptura, deformações mais compatíveis com as deformações últimas dos PRFC empregados.

A utilização de quatro laminados de PRFC protendidos na viga VFC_PE_02 permitiu que a capacidade última do material fosse atingida, com, aproximadamente, 100% de aproveitamento de sua capacidade de deformação. A ruptura dos laminados da viga VFC_PE_02, que se deu por esgotamento de sua capacidade resistente à tração, ocorreu com uma deformação levemente inferior a 17‰ devido, provavelmente, ao lixamento que estes laminados sofreram para a obtenção dos 0,6mm de espessura.

Esse desempenho foi superior ao alcançado com o uso de dois laminados, na viga VFC_PE_01. Isso mostra a importância da ancoragem, pois, embora ambas as vigas tenham

recebido a mesma área de reforço, a viga VFC_PE_01 apresentou ruptura prematura do tipo *peeling off*.

6.3.5 Considerações sobre as perdas da força de protensão

As perdas da força de protensão nos sistemas protendidos, como comentado no Capítulo 3, podem ser imediatas, por encurtamento elástico do concreto, ou progressivas, por retração e deformação lenta ou fluência do concreto e por relaxação do PRF.

Como a aplicação da protensão nos laminados foi executada por reação contra a viga de concreto armado que recebeu o reforço, pois o aparelho usado para protender os laminados é preso na própria viga, as perdas imediatas por encurtamento elástico do concreto no momento que a força de protensão é aliviada poderiam ser desprezadas, fato já discutido no Capítulo 3. Entretanto, a protensão dos laminados foi executada em duas etapas, na viga VFC_PE_01, e, em quatro etapas na viga VFC_PE_02. Portanto, após a aplicação do primeiro laminado, as subseqüentes deformações sofridas pelo concreto para aplicação dos demais laminados causarão perdas por encurtamento elástico do concreto nos laminados já ancorados.

Na viga VFC_PE_01 não houve perda por encurtamento elástico do concreto durante a aplicação do primeiro laminado, somente durante a aplicação do segundo laminado. Sendo assim, calculando-se a perda de tensão no primeiro laminado durante a aplicação do segundo laminado, através da Equação 3.3 apresentada no Capítulo 3, chega-se a um valor de 0,51MPa, o que equivale a 0,51% da tensão aplicada para protender os laminados.

Na viga VFC_PE_02, que recebeu quatro laminados de PRFC protendidos, a perda média de tensão nos laminados, calculada pela Equação 3.4 apresentada no Capítulo 3, foi de 3,39MPa. Esse valor é superior ao da viga VFC_PE_01, já que o primeiro laminado experimenta por três vezes o encurtamento, o segundo laminado duas vezes, e o terceiro laminado uma vez. Nesse caso, a perda chega a representar 3,39% da tensão aplicada para protender os laminados.

Como os ensaios foram realizados poucos dias após a aplicação dos reforços, não houve a necessidade de determinação das perdas progressivas por retração e deformação lenta ou fluência do concreto e relaxação do PRF.

Sabe-se que as perdas progressivas por retração e deformação lenta ou fluência do concreto têm a mesma magnitude das que ocorreriam em uma viga de concreto protendido com aço. As perdas progressivas por relaxação, entretanto, são muito menores, devido às características do PRF utilizado, composto por fibras de carbono.

Nesse caso, como a relaxação na fibra de carbono pode ser desprezada, considera-se, de acordo com o ACI 440.4R-04, 0,6 a 1,2% de perda por relaxação do polímero formador do PRF e 1 a 2% de perda pelo fator de alinhamento das fibras.

As perdas progressivas podem ser determinadas através da Equação 3.3, apresentada no Capítulo 3. Por essa abordagem, pode-se determinar que as perdas progressivas por retração e deformação lenta ou fluência do concreto, que ocorrerão ao longo de 10000 dias, ficarão em torno de 3,93MPa, ou 3,93% da tensão aplicada para protender os laminados.

Somando-se as perdas imediatas e progressivas, pode-se chegar a um total de 7,64MPa para a viga VFC_PE_01 e 10,52MPa para a viga VFC_PE_02. Esses valores representam, respectivamente, 7,64% e 10,52% da tensão aplicada para protender os laminados. Esses valores têm ordem de magnitude adequada, visto que, em vigas protendidas com aço, o somatório das perdas atinge, em geral, 15 a 20% da tensão aplicada para protender o aço.

6.3.6 Considerações sobre o sistema de ancoragem dos laminados

A verificação do comprimento de ancoragem necessário para ancorar os laminados não-protendidos da viga VFC_NP_01 foi executada de acordo com critério o proposto por Teng et al. (2002), descrito no item 4.4.9 do Capítulo 4, utilizando as propriedades mecânicas de cada material, sem coeficientes de redução. Os resultados numéricos mostram que o comprimento de ancoragem efetivo disponível no elemento reforçado é inferior ao comprimento necessário para a transferência das tensões de tração do laminado para o concreto. Dessa forma, a máxima tensão que pode ser transmitida do laminado para o concreto fica limitada a 1.334 MPa, valor que representa apenas 54% da resistência à tração do laminado, equivalente a uma deformação específica de 8,1‰. Os resultados experimentais da viga VFC_NP_01 mostram que a deformação máxima dos laminados no momento da ruptura do elemento reforçado foi

de mais de 5,46‰. A comparação com os dados experimentais dos dois *strain gauges* aplicados nos laminados ficou prejudicada, porque os sensores, provavelmente, romperam antes do final do ensaio. O dimensionamento da viga VFC_NP_01, entretanto, não indicou a necessidade de utilização de ancoragem adicional, uma vez que o *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), utilizado no dimensionamento, sugere que a deformação do reforço seja restringida a 7,5‰.

Na prática, como comentado no Capítulo 2, são aplicados sistemas de ancoragem adicionais nas extremidades dos laminados para prevenir rupturas prematuras do tipo *peeling-off*, permitindo, assim, uma melhor utilização da sua resistência à tração. Um exemplo de ancoragem adicional são os *parabolts* fabricados em aço ou PRF, que são, frequentemente, empregados nas extremidades dos laminados para auxiliar na transferência das tensões para o concreto. Podem, entretanto, surgir problemas relativos à inserção dos *parabolts* em zonas com grande densidade de armadura. Além disso, se forem feitos furos no laminado para passagem dos *parabolts*, a redução de seção afetará sua capacidade de carga. Sistemas mais complexos de ancoragem adicional, empregando chapas, podem ser utilizados para contornar esses problemas. A solução mais simples, em estruturas não protendidas, é utilizar o próprio tecido de reforço para aumentar a área de ancoragem. O problema é que o tempo de endurecimento necessário para a colagem destas faixas adicionais não se harmoniza com a aplicação da protensão.

O sistema de ancoragem gradual utilizado nas vigas reforçadas com laminados protendidos funcionou de forma adequada, garantindo a ruptura das vigas reforçadas com 83% (VFC_PE_01) e 96% (VFC_PE_02) de aproveitamento da resistência à tração dos laminados. Conforme discutido nos Capítulos 3 e 4, diferentemente dos sistemas de ancoragem tradicionais, a aplicação do sistema de ancoragem gradual não exige nenhum dispositivo extra além daquele utilizado para protender o laminado, eliminando a necessidade de ancoragem externa.

6.3.7 Análise numérica

Os dados utilizados para a comparação dos resultados experimentais com os obtidos através da solução analítica proposta, descrita no Capítulo 4, foram compilados em uma tabela, com o resumo das cargas e deslocamentos em pontos determinantes para a análise, e na forma de

gráficos, que mostram o comportamento das curvas carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para as vigas ensaiadas.

Os gráficos das Figuras 6.4 a 6.6 apresentam as comparações entre os resultados experimentais e os estimados com a solução analítica proposta no Capítulo 4, respectivamente para a viga testemunho VT, para a viga VFC_NP_01 e para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02. Na Tabela 6.7 podem ser encontrados os valores das cargas (P_{exp} e P_{num}) e dos deslocamentos verticais no centro do vão (δ_{exp} e δ_{num}), obtidos experimentalmente e através da solução analítica proposta no Capítulo 4, para as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Tabela 6.7 – Cargas e deslocamentos verticais no centro do vão obtidos experimentalmente e através da solução analítica para as três fases do diagrama carga *versus* deslocamento.

Viga	Fase do diagrama	P_{exp} (kN)	δ_{exp} (mm)	P_{num} (kN)	δ_{num} (mm)	$\frac{P_{num}}{P_{exp}}$	$\frac{\delta_{num}}{\delta_{exp}}$
VT	Fissuração do concreto	37,00	3,44	36,97	3,53	0,999	1,026
	Escoamento do aço	88,00	71,38	89,52	67,54	1,017	0,946
	Final do ensaio*	100,14	219,91	100,14	198,15	1	0,901
VFC_NP_01	Fissuração do concreto	37,00	3,44	36,97	3,53	0,999	1,026
	Escoamento do aço	108,00	76,93	104,21	69,53	0,964	0,903
	Ruptura do reforço	127,25	129,48	144,43	150,46	1,132	1,162
VFC_PE_01	Fissuração do concreto	58,00	7,68	57,89	4,031	0,998	0,524
	Escoamento do aço	128,00	70,87	129,78	69,19	1,014	0,976
	Ruptura do reforço	162,41	144,07	167,78	159,95	1,033	1,110
VFC_PE_02	Fissuração do concreto	58,00	7,68	57,89	4,031	0,998	0,524
	Escoamento do aço	128,00	70,87	129,78	69,19	1,014	0,976
	Ruptura do reforço	164,68	157,00	167,82	160,44	1,020	1,021

*Na viga VT, a simulação foi encerrada quando foi alcançada a carga correspondente ao final do ensaio.

Os dados apresentados na tabela indicam que a solução analítica, em geral, representou de forma adequada o comportamento das vigas analisadas. Diferenças de 16,2% e 11% foram

observadas na determinação do deslocamento vertical no centro do vão no momento da ruptura do reforço das vigas com dois laminados, com e sem protensão. Diferenças pequenas, inferiores a 5%, foram registradas nas cargas de fissuração do concreto, escoamento do aço e ruptura do reforço. Mais significativa foi a diferença de 47,6% que ocorreu no deslocamento no centro do vão na primeira fase do diagrama para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02.

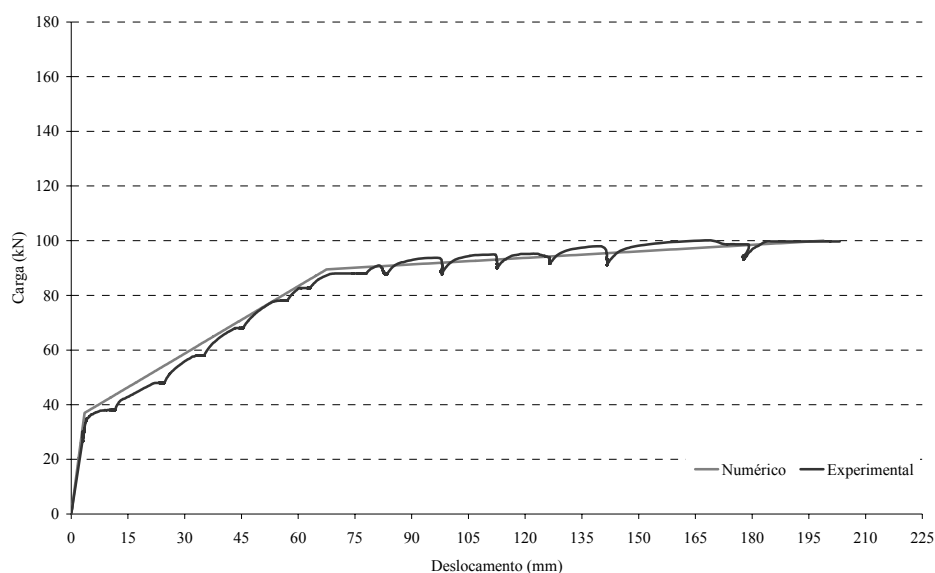


Figura 6.4 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VT.

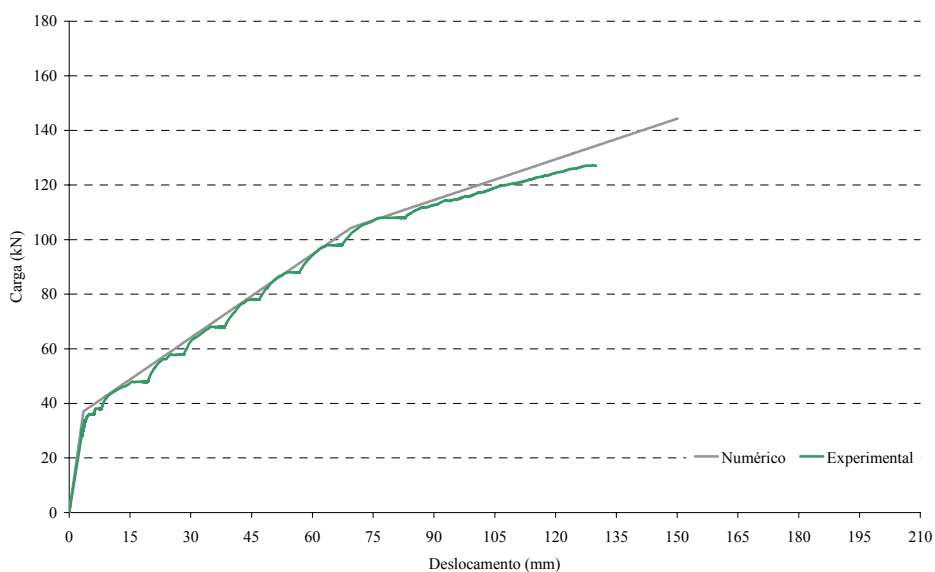


Figura 6.5 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para a viga VFC_NP_01.

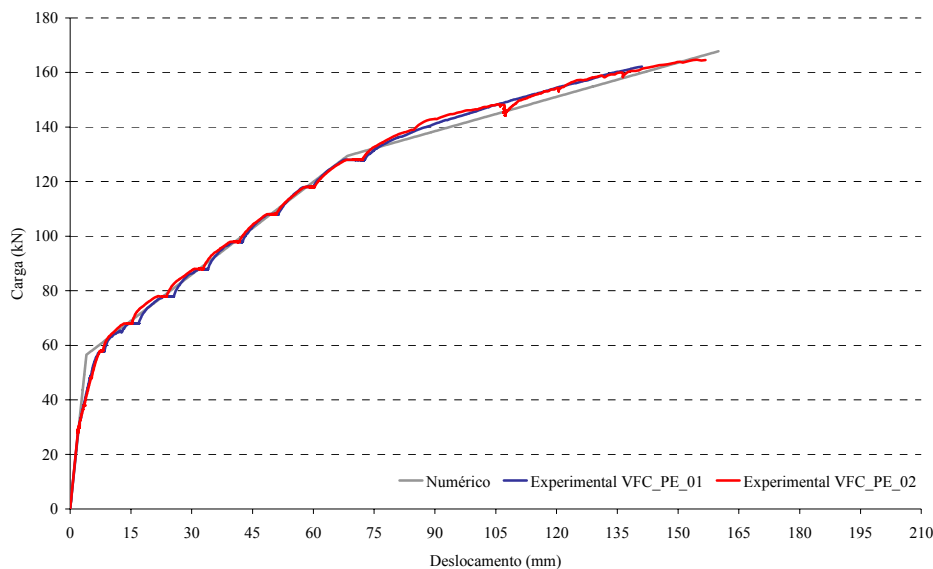


Figura 6.6 – Carga *versus* deslocamento vertical no centro do vão para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02.

Observa-se, na Figura 6.4 e na Tabela 6.7, que a solução analítica proposta representou, apropriadamente, o comportamento da viga testemunho, VT. Pela solução analítica, a carga de fissuração obtida numericamente é praticamente igual à obtida experimentalmente. Nessa fase, o modelo prevê um deslocamento vertical no centro do vão 2,6% superior ao obtido experimentalmente. Diferenças insignificantes também ocorrem em relação à carga e ao deslocamento vertical no centro do vão no momento do escoamento da armadura, sendo que o modelo prevê valores respectivamente 1,7% superior e 5,4% inferior aos valores obtidos experimentalmente. A ruptura prevista pela solução analítica, escoamento do aço antes da ruptura à compressão do concreto, foi a mesma obtida experimentalmente. A terceira fase do diagrama na solução analítica foi obtida forçando-se o concreto a responder à compressão após o escoamento do aço da armadura. Nesse caso, como salientado na Tabela 6.7, a simulação foi encerrada quando foi alcançada a carga obtida no final do ensaio da VT.

O gráfico da Figura 6.5 e a Tabela 6.7 mostram os resultados da solução analítica desenvolvida para a viga VFC_NP_01, quando confrontados com os obtidos experimentalmente. Observa-se que, somente na terceira fase do diagrama, as duas curvas

sofrem um ligeiro afastamento, o que ocorre devido ao modo de ruptura prematuro do reforço. O modo de ruptura que ocorre na viga nem sempre concorda com o critério de ruptura utilizado pela solução analítica, que, nesse caso, foi o proposto por Teng et al. (2002), que previa uma deformação máxima no reforço de 8,1‰.

Na última fase do diagrama, a diferença entre as cargas de ruptura numérica e experimental foi de 10,7%, e a relação entre os deslocamentos verticais no centro do vão foi de 16,2%. As diferenças ocorridas na primeira fase do diagrama, que vai até a fissuração do concreto, são de menos de 1% para a carga e 2,6% para o deslocamento vertical no centro do vão, da mesma forma que na VT. Ao final da segunda fase do diagrama, correspondente ao escoamento do aço, essas diferenças são de apenas 3,6% para a carga e 9,7% para o deslocamento vertical no centro do vão.

O gráfico da Figura 6.6 e os dados da Tabela 6.7 representam o comportamento das vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, reforçadas externamente com laminados de PRFC protendidos. Embora os resultados numérico e experimental dos pontos característicos do final da primeira fase do diagrama das vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 tenham apresentado uma diferença de 47,6%, os pontos característicos do final da segunda e terceira fases do diagrama não apresentam diferenças significativas, ficando em torno de 1,4% e 2,4% para a carga e o deslocamento na segunda fase, e 1,7% e 2,1% para a carga e o deslocamento na terceira fase. A pequena diferença ocorrida na previsão do ponto de ruptura da viga VFC_PE_02 ocorreu porque a ruptura da viga não aconteceu de forma prematura, e sim por esgotamento da capacidade resistente do reforço, devido ao melhor sistema de ancoragem. A viga VFC_PE_01, ao contrário da viga VFC_PE_02, não apresentou uma boa relação entre os resultados numérico e experimental na terceira fase do diagrama, já que a ruptura do reforço ocorreu de forma prematura, por *peeling-off*, antes do esgotamento da capacidade resistente do laminado. Nesse caso, as diferenças na carga de ruptura e no deslocamento vertical no centro do vão foram, respectivamente, 3,5% e 11%.

A análise dos gráficos das Figuras 6.4 a 6.6 e da Tabela 6.7, mostrou que, embora tenham ocorrido algumas diferenças entre os resultados experimentais e numéricos, os dados obtidos numericamente se aproximam de forma satisfatória dos dados obtidos através dos experimentos.

6.4 Ensaios à Flexão com Carregamento Cíclico

Os ensaios com carregamento cíclico, como descrito no Capítulo 4, referem-se às vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02. Os resultados das duas vigas ensaiadas com carregamento cíclico são mostrados separadamente, nas seções 6.4.1 e 6.4.2.

6.4.1 Resultados da Viga VFC_PC_01

A viga VFC_PC_01, reforçada com dois laminados de fibra, de carbono protendidos, foi ensaiada a níveis de tensão mínima e máxima de 50% e 80% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático.

Para produzir os níveis de tensão descritos acima foram aplicados à viga carregamentos máximo e mínimo de 80kN e 40kN que, somados ao peso próprio das vigas, de 28kN, totalizam 68kN e 108kN. Os carregamentos mínimo e máximo representam 42% e 66% da carga de ruptura da viga VFC_PE_01.

A viga VFC_PC_01 recebeu, primeiramente, um pré-carregamento de valor igual à carga máxima do ensaio de carregamento cíclico para a produção das primeiras fissuras e teste dos equipamentos. Após o pré-carregamento, iniciou-se a aplicação do carregamento cíclico com frequência de 4Hz.

Quando 282.000 ciclos foram atingidos, observou-se na viga uma fissura com abertura de 2,2mm, cuja profundidade atingia, aproximadamente, 90% da profundidade da seção. Aos 331.300 ciclos, a prensa parou automaticamente, após atingir os limites de deslocamentos pré-definidos. Observou-se que as extremidades dos laminados não apresentavam nenhum sinal de ruptura aparente. Foram, então, definidos novos limites de deslocamento, e o ensaio foi reiniciado. Pode-se, desta forma, observar a ruptura do reforço, que ocorreu de forma súbita, antes que o carregamento máximo fosse atingido, aos 331.300 ciclos. No momento em que o primeiro laminado se despreendeu da viga, partindo de um ponto de concentração de tensões representado por uma borda de fissura de flexão, os esforços de compressão oriundos do

movimento de retorno dos laminados que estavam tracionados provocaram uma ruptura secundária por compressão nos laminados, como mostra a Figura 6.7.



Figura 6.7 – Viga VFC_PC_01 após a ruptura.

A ocorrência da ruptura secundária, por esforços de compressão no laminado, ocorreu em uma região que, provavelmente, já estava danificada devido à presença da fissura de flexão mostrada na Figura 6.7, que atingia, praticamente, 90% da profundidade da viga. A Figura 6.8 (b) mostra, em detalhe, um dos dois laminados de PRFC após a ruptura da viga reforçada, onde se pode observar o aspecto visual do laminado após a ruptura.

Após a ruptura do reforço, mesmo sem abrir a viga para investigar a armadura interna, se pôde observar, através da fissura mostrada na Figura 6.7, que uma das barras de aço da armadura estava rompida por fadiga. Decidiu-se, então, verificar as outras barras, através da retirada do cobrimento de concreto da face inferior da viga, nesta região. A Figura 6.9 mostra que várias das barras da armadura interna se encontravam rompidas por fadiga.



Figura 6.8 – Detalhes da ruptura do reforço: (a) Laminados rompidos próximo à fissura de flexão; (b) Detalhe da ruptura do laminado mais afastado da fissura.

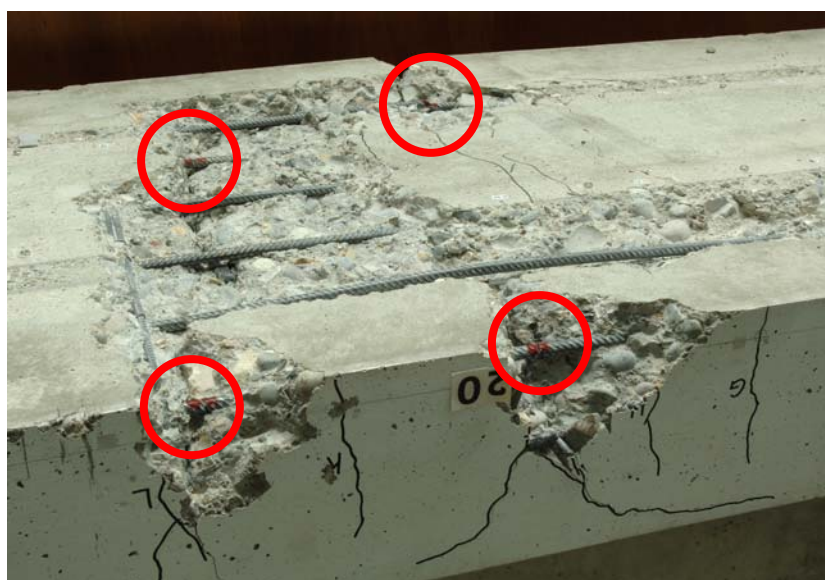


Figura 6.9 – Barras da armadura interna rompidas por fadiga.

A Figura 6.10 mostra os deslocamentos verticais medidos pelos dois transdutores de deslocamento utilizados durante o ensaio da viga VFC_PC_01. Os cinco picos mostrados no gráfico representam o comportamento da viga nos estágios de pré-carregamento (três vezes) e aos 30.000 e 100.000 ciclos.

Observa-se, na figura, que não houve alterações significativas nos deslocamentos no centro do vão da viga VFC_PC_01 da primeira à terceira aplicação de carga estática (pré-carregamento). Desde o terceiro ciclo do pré-carregamento, os deslocamentos variaram

8,68mm até os 30.000 ciclos e 10,19mm até os 100.000 ciclos, com a viga submetida a 108kN.

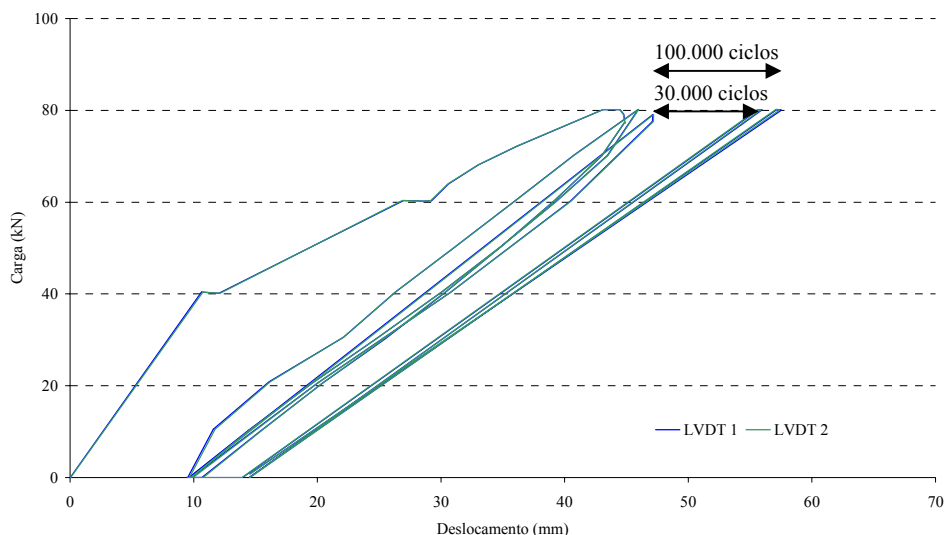


Figura 6.10 – Deslocamentos verticais da viga VFC_PC_01 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).

Após os 100.000 ciclos, o esquema do experimento previa que as medições seriam feitas somente quando o carregamento cíclico atingisse 1.000.000 de ciclos. Entretanto, aos 282.000 ciclos, a presença de fissuras de grande abertura motivou uma leitura dos deslocamentos verticais com a viga submetida ao carregamento máximo, de 108kN. A média dos valores de deslocamento vertical da viga, obtidos pelos dois LVDTs, nesse ponto, foi 91,37mm, sendo que 44,18mm ocorreram após a aplicação do carregamento cíclico.

O deslocamento, ao final dos 100.000 ciclos, era apenas 12,45% superior ao da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático. Aos 282.000 ciclos, essa diferença subiu para 83,91%, indicando a presença de severos danos por fadiga na armadura interna da viga VFC_PC_01. A ruptura da viga ocorreu aos 331.300 ciclos, sendo, posteriormente, verificado que quatro barras de aço já estavam rompidas, como mostrado na figura 6.9.

As deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC da viga VFC_PC_01, que ocorreram devido ao pré-carregamento e à aplicação do carregamento cíclico até 100.000 ciclos, podem ser observadas na Figura 6.11.

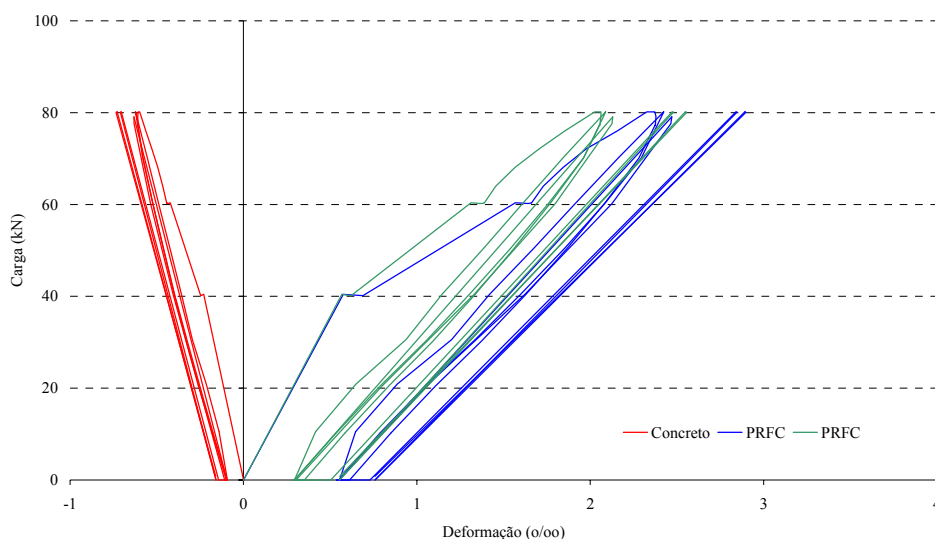


Figura 6.11 – Deformações específicas nos materiais da viga VFC_PC_01 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).

Os gráficos da Figura 6.11 mostram que as deformações máximas de cada uma das duas lâminas de PRFC, até os 100.000 ciclos, foram de $2,55\text{‰}$ e $2,89\text{‰}$. Somando esses valores ao valor de $5,95\text{‰}$ aplicado no momento da protensão, obtêm-se deformações totais de $8,50\text{‰}$ e $8,84\text{‰}$, respectivamente. Esses valores de deformação nos laminados não podem ser considerados elevados, uma vez que representam 50% e 52% da deformação última admitida para os laminados.

Segundo o critério de Teng et al. (2002), o valor máximo para a deformação que permite a ancoragem do reforço no concreto, considerando as características geométricas da viga e as propriedades do concreto do material de reforço, seria de $8,1\text{‰}$ para uma viga reforçada com os mesmos laminados não-protendidos.

A maior deformação apresentada pelo concreto comprimido até os 100.000 ciclos foi de $0,74\text{‰}$. Cabe ressaltar que, do pré-carregamento aos 100.000 ciclos, a deformação específica no concreto variou $0,13\text{‰}$ ou 21,31%. Dos 100.000 aos 282.000 ciclos, a deformação no concreto aumentou 59,46%, chegando a $1,18\text{‰}$.

Nos dois laminados de PRFC, a deformação variou 0,43‰ do terceiro ciclo do pré-carregamento aos 100.000 ciclos, o que representa um aumento de 17,40% e 20,18% na deformação específica dos dois laminados.

Aos 282.000 ciclos, as deformações nos dois laminados chegaram a 5,26‰ e 5,51‰, valores 148% e 90% superiores às deformações medidas aos 100.000 ciclos. O aumento na deformação específica nos laminados aos 282.000 ciclos, reflete, claramente, a redistribuição das tensões das barras de aço rompidas por fadiga, para os laminados de PRFC.

Nas Figuras 6.12 a 6.14 podem ser observadas as deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC, obtidas através de elongômetros que foram posicionados ao longo da viga, como discutido no Capítulo 4. As medições foram realizadas durante o pré-carregamento, aos 30.000 ciclos e aos 100.000 ciclos, com a viga submetida à carga máxima aplicada durante ensaio com carregamento cíclico (108kN).

Observa-se, nas Figuras 6.12 à 6.14, uma considerável regularidade nas medidas obtidas ao longo dos laminados de PRFC, o que permite a geração de uma curva bem definida. Entretanto, essa mesma regularidade não é observada nas medições ao longo do concreto, já que haviam fissuras posicionadas entre as bases utilizadas nas medições. De qualquer forma, as medições seguem, de forma geral, o padrão esperado.

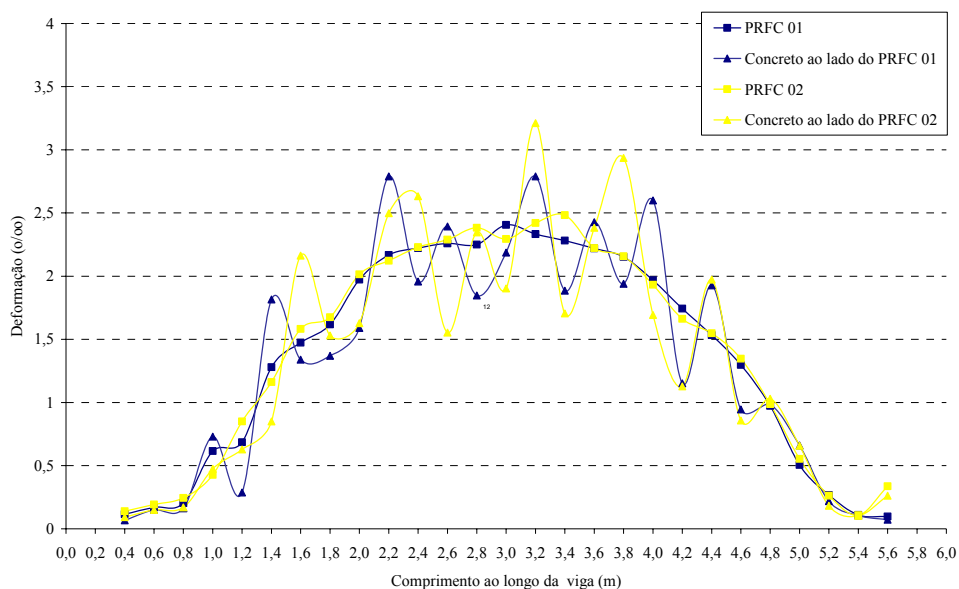


Figura 6.12 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN durante o pré-carregamento.

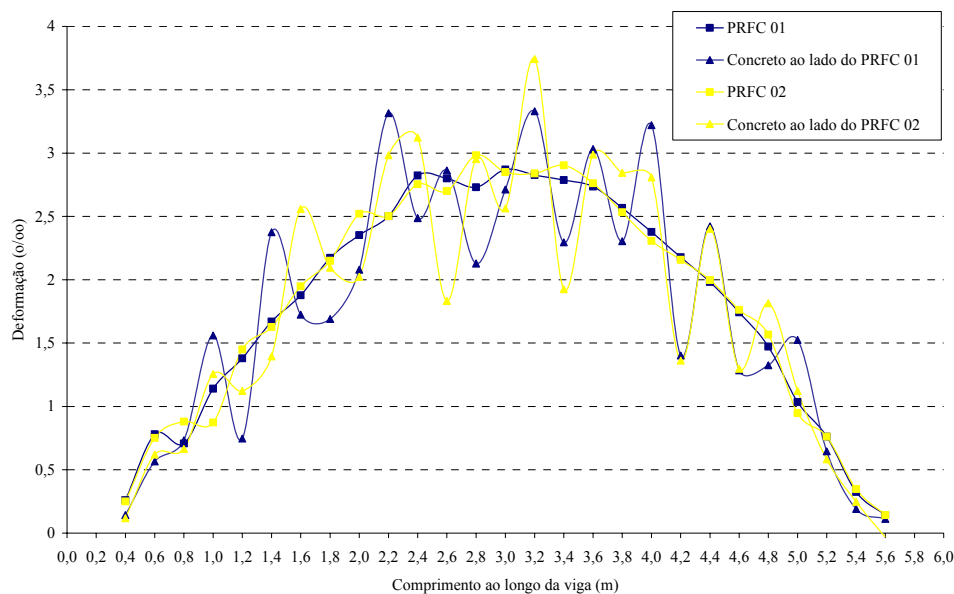


Figura 6.13 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN aos 30.000 ciclos.

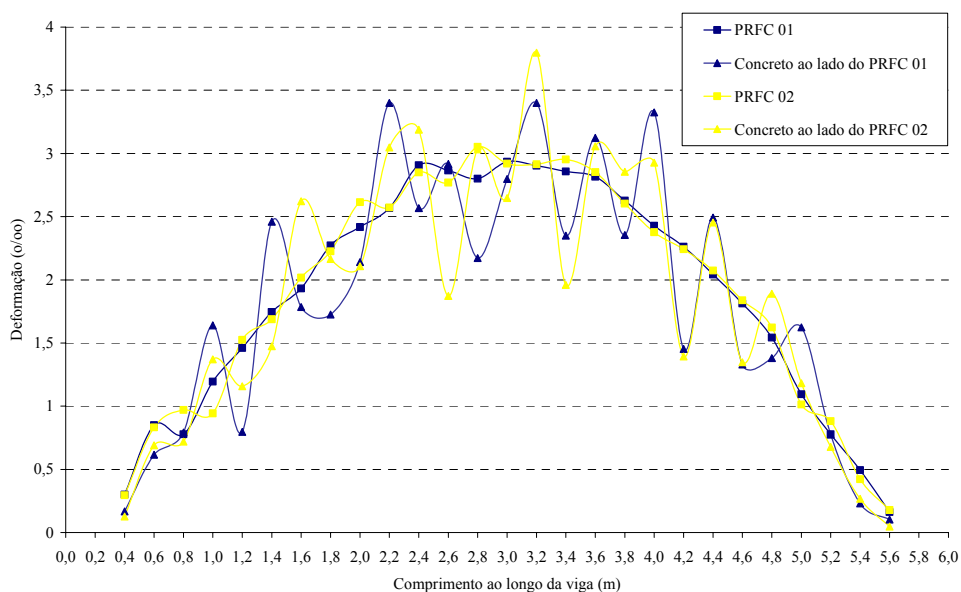


Figura 6.14 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_01 com um carregamento de 108kN aos 100.000 ciclos.

Os gráficos mostram que as deformações específicas nos laminados de PRFC, no vão central da viga, medidas na fase de pré-carregamento, ficaram entre 2,00‰ e 2,50‰. Ao final de 30.000 ciclos, essas deformações subiram um pouco e ficaram entre 2,50‰ e 3,00‰. No intervalo de 30.000 a 100.000 ciclos não houve variação significativa nas deformações, que

continuaram variando de 2,50‰ e 3,00‰, embora com valores levemente mais elevados que no intervalo anterior.

Os valores encontrados, somados à deformação inicial de 5,95‰, aplicada para protender os laminados, resultam em valores totais de deformação de 8,45‰ e 8,95‰ (vide Tabela 6.6). Embora a comparação entre as medições realizadas através dos *strain gauges* e do elongômetro seja limitada, devido ao fato do elongômetro medir a deformação em um trecho e o *strain gauge* medir a deformação pontual, observa-se que os resultados obtidos pelos dois métodos são muito próximos.

Observa-se, também, que, principalmente na região central da viga, onde se verifica a maior parte das fissuras, as deformações no concreto e no laminado diferem de forma significativa. Essa variação indica que os dois laminados funcionam como uma cinta, impedindo a abertura das fissuras existentes no concreto dessa região. Existem, portanto, ao longo da viga, locais onde os materiais se deformam de forma diferente, indicando pontos de fragilidade, que podem, eventualmente, provocar o descolamento ou ruptura prematura do reforço.

As deformações a uma distância de 1,2m a partir das extremidades da viga, ponto onde está localizado o primeiro dos quatro pontos de aplicação de carga ao longo da viga, não são superiores a 1,50‰, entretanto, esses valores aumentaram cerca de 100% do pré-carregamento aos 100.000 ciclos.

Os gráficos das Figuras 6.15 e 6.16 mostram o perfil das deformações específicas dos dois laminados de PRFC ao longo da viga, medidas durante o pré-carregamento, aos 30.000 ciclos e aos 100.000 ciclos. Os gráficos mostram que não houve variação significativa nas deformações específicas, e, conseqüentemente, na tensão imposta aos laminados dos 30.000 ciclos aos 100.000 ciclos. Entretanto, do pré-carregamento aos 100.000 ciclos a deformação variou, aproximadamente, 0,50‰.

As Figuras 6.15 e 6.16 mostram, ainda, que o perfil de deformações é similar nos dois laminados até os 100.000 ciclos, indicando que, até esse ponto, os laminados se comportaram praticamente da mesma forma. Observa-se, entretanto, pequenas variações nas deformações específicas entre dois trechos consecutivos, principalmente no vão central da viga, que estava mais comprometido pela presença de fissuras, do pré-carregamento aos 100.000 ciclos.

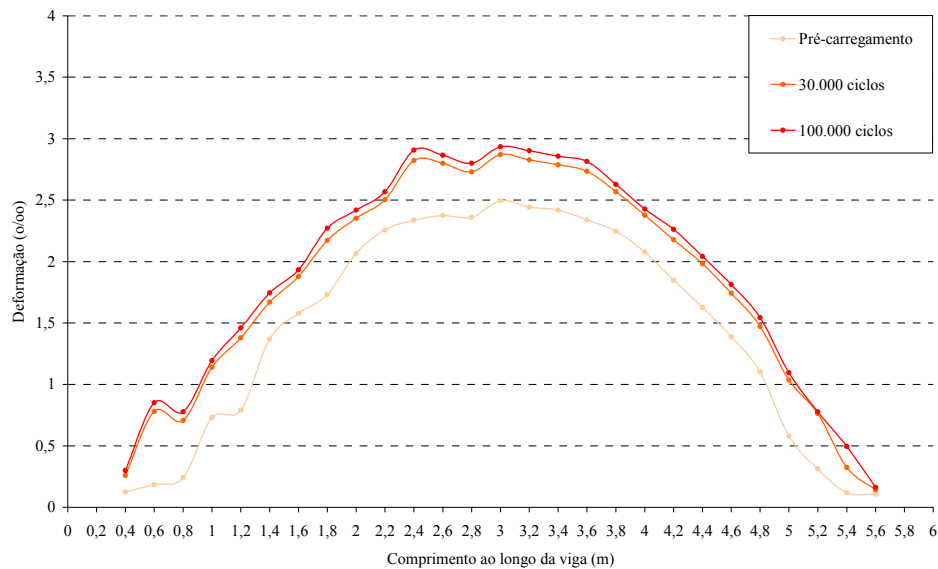


Figura 6.15 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 01 da viga VFC_PC_01 durante a aplicação do carregamento cíclico.

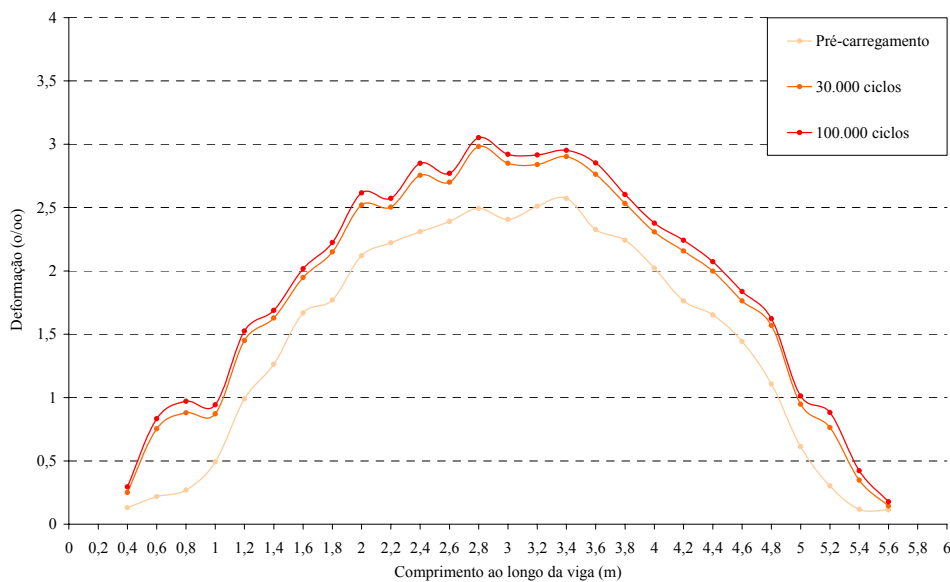


Figura 6.16 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 02 da viga VFC_PC_01 durante a aplicação do carregamento cíclico.

A Figura 6.17 mostra a estratégia para acompanhamento da evolução das fissuras no centro do vão na viga VFC_PC_01 do pré-carregamento até as medições realizadas ao final dos 100.000 ciclos, cujos resultados podem ser observados na Figura 6.18. No gráfico, o eixo das

abscissas mostra a denominação das fissuras e sua posição a partir da extremidade esquerda da viga, enquanto o eixo das ordenadas mostra a abertura das fissuras em mm.

Observa-se, na Figura 6.17, que a maior concentração de fissuras ocorreu na região entre os quatro pontos de aplicação de carga. São mostradas as aberturas das fissuras na região submetida aos maiores momentos fletores, entre os dois pontos de aplicação de carga no vão central da viga, que são localizados no gráfico por meio de duas setas verticais. Cabe ressaltar que, até 100.000 ciclos, a abertura das fissuras próximas às duas extremidades da viga não ultrapassou 0,05mm.



Figura 6.17 – Fissuras no centro do vão da viga VFC_PC_01 aos 100.000 ciclos.

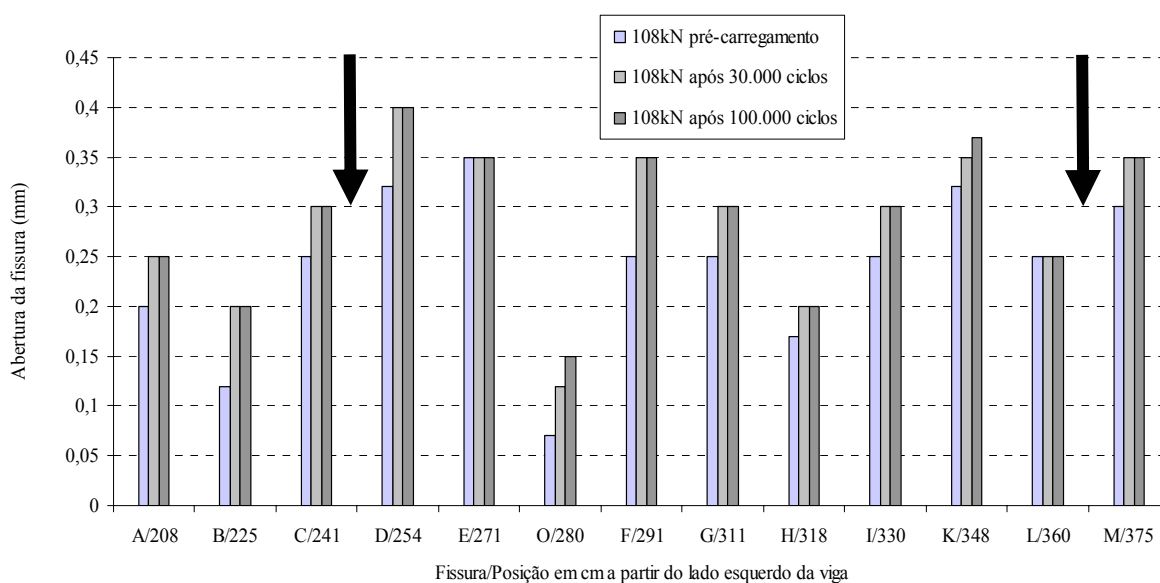


Figura 6.18 – Evolução das fissuras durante o ensaio da viga VFC_PC_01.

Observa-se que a fissura com maior abertura, ao final dos 100.000 ciclos, era a fissura denominada D, que media 0,4mm e estava localizada a 254cm da extremidade esquerda da viga. Entretanto, a fissura de 2,2mm, que, aparentemente, provocou a ruptura do reforço da viga, aos 331.300 ciclos, foi a denominada I, que, aos 100.000 ciclos, media, apenas, 0,3mm. A Figura 6.19 mostra, em detalhe, a fissura I referenciada acima.

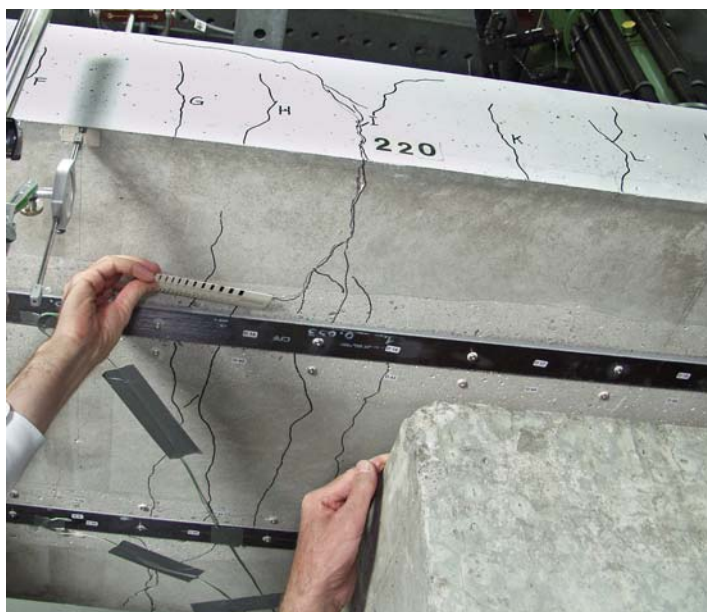


Figura 6.19 – Fissura com abertura de 2,2mm no centro do vão da viga VFC_PC_01 após a ruptura do reforço.

A decisão pela utilização de um elevado diferencial de tensão nos ensaios com carregamento cíclico da viga VFC_PC_01 resultou na ruptura da viga com um número de ciclos baixo, muito inferior a 5.000.000 de ciclos, estipulado como o critério para interrupção do ensaio por vida infinita. Os níveis de tensão aplicados à viga VFC_PC_02, entretanto, são mais compatíveis com os níveis de tensão atuantes em estruturas reais e permitirão uma análise mais detalhada dos efeitos da aplicação do carregamento cíclico sobre a viga reforçada com a técnica utilizada para protender e ancorar os laminados.

6.4.2 Resultados da Viga VFC_PC_02

A viga VFC_PC_02, reforçada com dois laminados de fibra de carbono protendidos, foi ensaiada a níveis de tensão mínima e máxima equivalentes a 50% e 60% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático. Para

produzir os níveis de tensão descritos acima, foram aplicados à viga carregamentos máximo e mínimo de 50kN e 40kN que, somados ao peso próprio das vigas, de 28kN, totalizam 78kN e 68kN. Os carregamentos máximo e mínimo representam 48% e 42% da carga de ruptura da viga

Primeiramente, a viga VFC_PC_02 recebeu um pré-carregamento de valor igual à carga máxima do ensaio de carregamento cíclico, para a produção das primeiras fissuras e teste dos equipamentos. Após o pré-carregamento, iniciou-se a aplicação do carregamento cíclico com frequência de 4Hz.

Os deslocamentos verticais, medidos pelos dois transdutores de deslocamento utilizados durante o ensaio da viga VFC_PC_02, são mostrados nas Figuras 6.20 e 6.21. Os picos mostrados no gráfico, representam o comportamento da viga nos estágios de pré-carregamento e aos 30.000, 100.000, 1.000.000 e 5.000.000 ciclos. O máximo número de ciclos aplicado à viga VFC_PC_02 foi de 5.000.000, não se verificando, visualmente, até este ponto, nenhum sinal de dano no compósito, embora a viga tenha apresentado muitas fissuras.

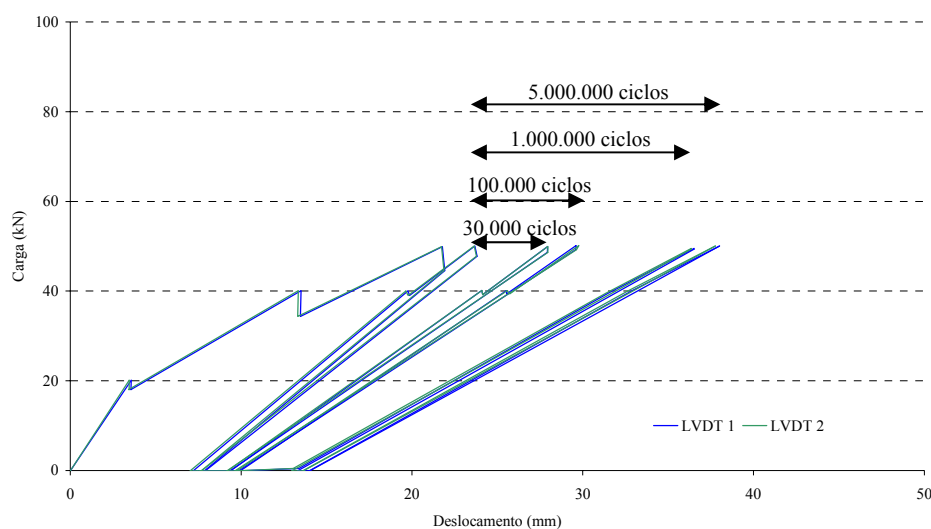


Figura 6.20 – Deslocamentos verticais da viga VFC_PC_02 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).

Os deslocamentos no centro do vão da viga VFC_PC_02, aos 100.000 ciclos, foram consideravelmente inferiores aos da viga VFC_PC_01, o que é razoável, já que o nível de tensão máximo aplicado à viga VFC_PC_01, 80% da tensão de escoamento do aço, é bem superior ao aplicado na viga VFC_PC_02, que foi de 60% da tensão de escoamento do aço.

Além disso, como a carga mínima para aplicação do carregamento cíclico foi mantida nas duas vigas, o diferencial de tensão foi de 30% para a viga VFC_PC_01 e de somente 10% para a viga VFC_PC_02, o que justifica os maiores deslocamentos verticais no centro do vão da viga VFC_PC_01.

Para o carregamento de 50kN mostrado na Figura 6.20, que, acrescido do peso próprio da viga e dos perfis metálicos utilizados o durante o ensaio soma 78kN, o deslocamento na viga VFC_PC_01 foi de, aproximadamente, 38,01mm, 54,44% superior ao da viga VFC_PC_02, que, aos 78kN, era 24,61mm.

Observa-se, no gráfico da Figura 6.21, que os deslocamentos verticais no centro do vão da viga VFC_PC_02, para 78kN, variaram 12,70mm do pré-carregamento até 1.000.000 de ciclos. A partir desse ponto, os deslocamentos verticais variaram apenas 1,49mm até o final do ensaio, o que indica uma tendência à estabilização. Os dados da viga VFC_PC_01, para 108kN aplicados como carga máxima, mostram que, após os 100.000 ciclos, houve um incremento significativo nos deslocamentos no centro do vão, provavelmente provocado pela ruptura das barras de aço da armadura interna.

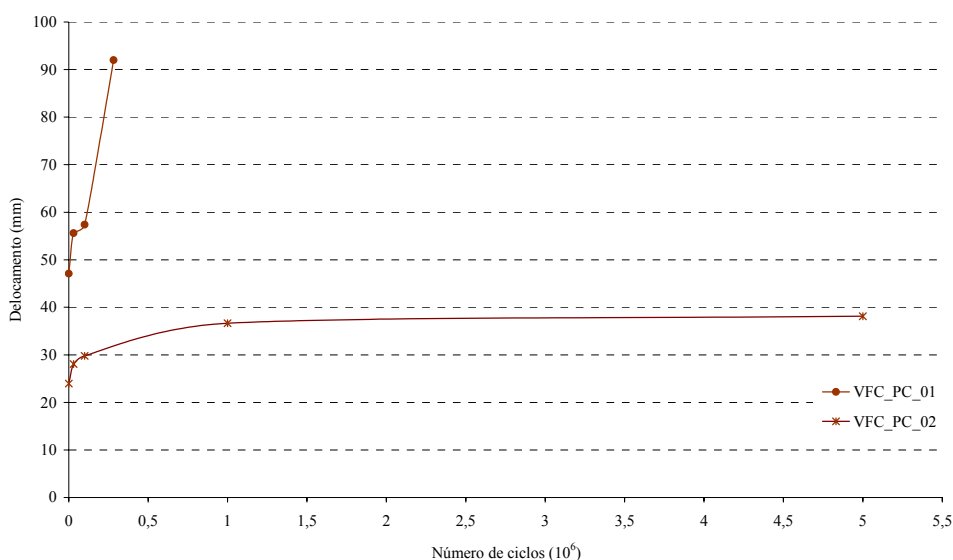


Figura 6.21 – Deslocamentos verticais *versus* número de ciclos para as vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02.

As deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC da viga VFC_PC_02, que ocorreram devido ao pré-carregamento e à aplicação do carregamento cíclico, podem ser observadas na Figura 6.22.

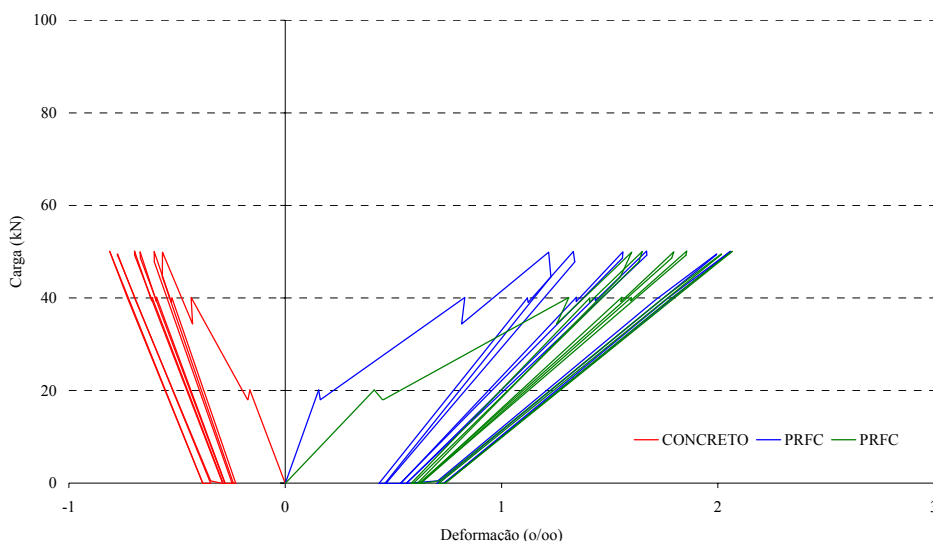


Figura 6.22 – Deformações específicas nos materiais da viga VFC_PC_02 (não incluem as cargas e deformações relativas ao peso próprio da viga e aos perfis metálicos antes do início do carregamento).

Observa-se na figura que as deformações máximas registradas nas lâminas de PRFC durante a aplicação do carregamento cíclico foram de $2,05\text{‰}$ e $2,06\text{‰}$. Somando esses valores à deformação inicial de $5,95\text{‰}$, decorrente da protensão, obtém-se deformações máximas de $8,00\text{‰}$ e $8,01\text{‰}$, que representam somente 47% da deformação última admissível dos laminados. É interessante notar que esses valores estão abaixo dos $8,10\text{‰}$ determinados pelo critério de Teng et al. (2002) como sendo o valor máximo para a deformação que permite a ancoragem do reforço no concreto, para uma viga reforçada com laminados não-protendidos.

A deformação máxima apresentada pelo concreto comprimido durante a aplicação do carregamento cíclico foi de $0,73\text{‰}$, aos 5.000.000 de ciclos, praticamente o mesmo valor de deformação apresentado pelo concreto da viga VFC_PC_01 aos 100.000 ciclos. A variação na deformação específica do concreto do pré-carregamento aos 5.000.000 de ciclos com a viga submetida a 78kN foi de $0,13\text{‰}$, ou 21,66%.

Nos dois laminados de PRFC, a deformação variou 0,72‰ e 0,43‰ do segundo ciclo do pré-carregamento até 5.000.000 de ciclos, com a viga submetida a 78kN, o que representa aumentos de 53,73% e 25,27% na deformação específica dos dois laminados.

O gráfico da Figura 6.23 mostra as deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC para as cargas máximas aplicadas no ensaio cíclico, nas vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02.

A Figura 6.23 mostra que o comportamento das deformações específicas no concreto e no PRFC é similar ao comportamento do deslocamento no centro do vão, onde as maiores alterações ocorreram até 1.000.000 de ciclos, tendendo a se estabilizar após os 5.000.000 de ciclos. Da mesma forma, as deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC da viga VFV_PC_01 também apresentam comportamento similar ao dos deslocamentos no centro do vão, entretanto, com incremento significativo de deformações após 100.000 ciclos, provavelmente provocado pela ruptura das barras de aço da armadura interna.

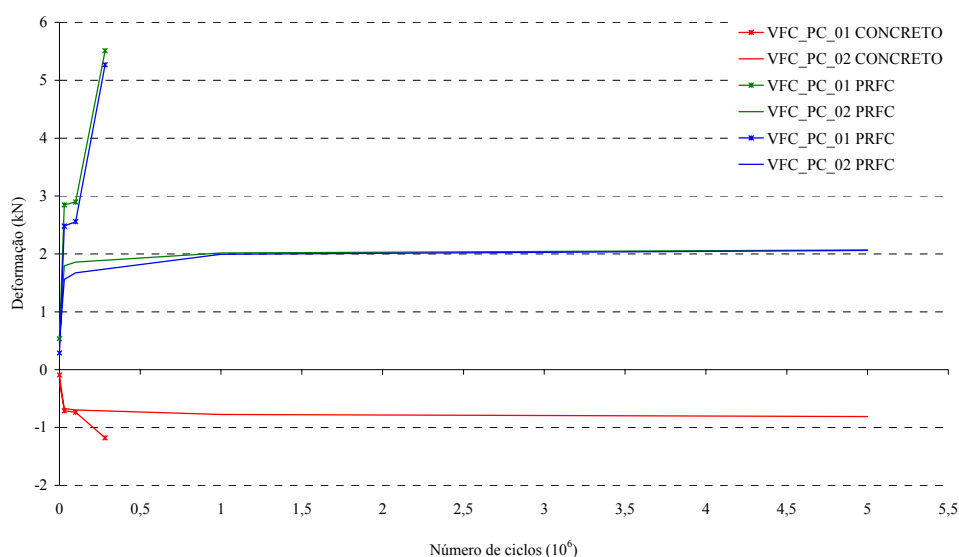


Figura 6.23 – Deformações específicas *versus* número de ciclos para o concreto e o PRFC das vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02.

As Figuras 6.24 a 6.28 mostram as deformações específicas no concreto e nos laminados de PRFC, obtidas através de elongômetros posicionados ao longo da viga, como descrito no

Capítulo 4. As medições foram realizadas durante o segundo pré-carregamento, aos 30.000, 100.000, 1.000.000 e 5.000.000 de ciclos, com a viga submetida a 78kN, que corresponde à carga máxima aplicada durante ensaio com carregamento cíclico.

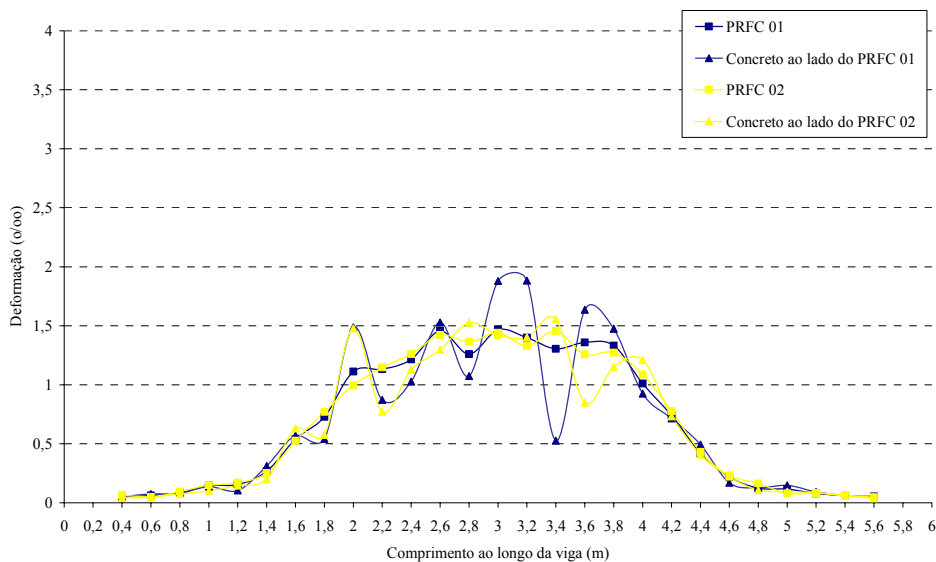


Figura 6.24 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN durante o pré-carregamento.

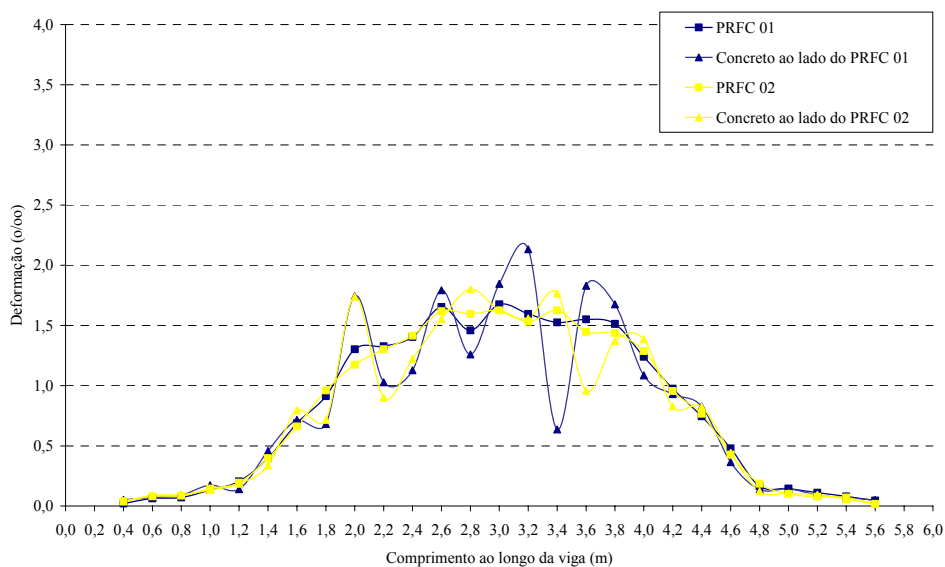


Figura 6.25 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 30.000 ciclos.

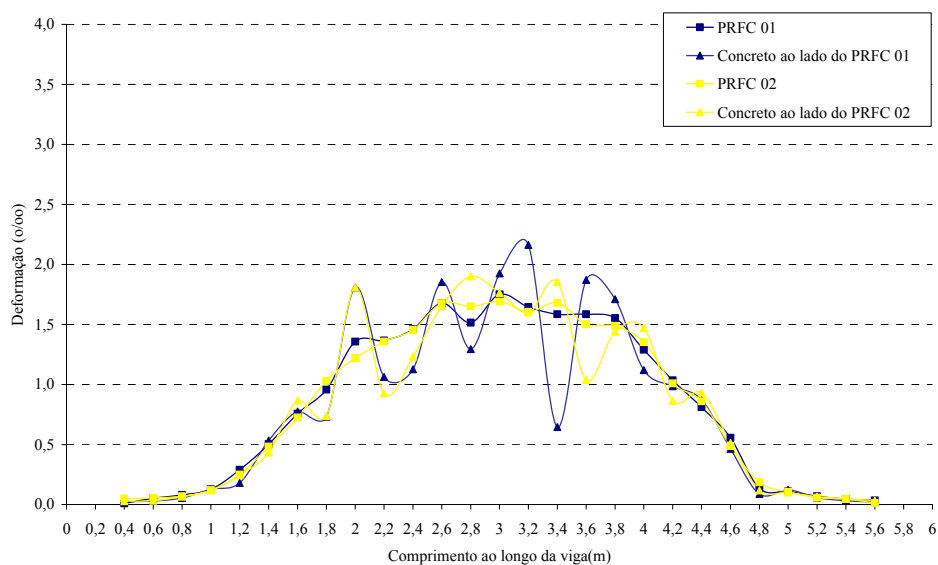


Figura 6.26 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 100.000 ciclos.

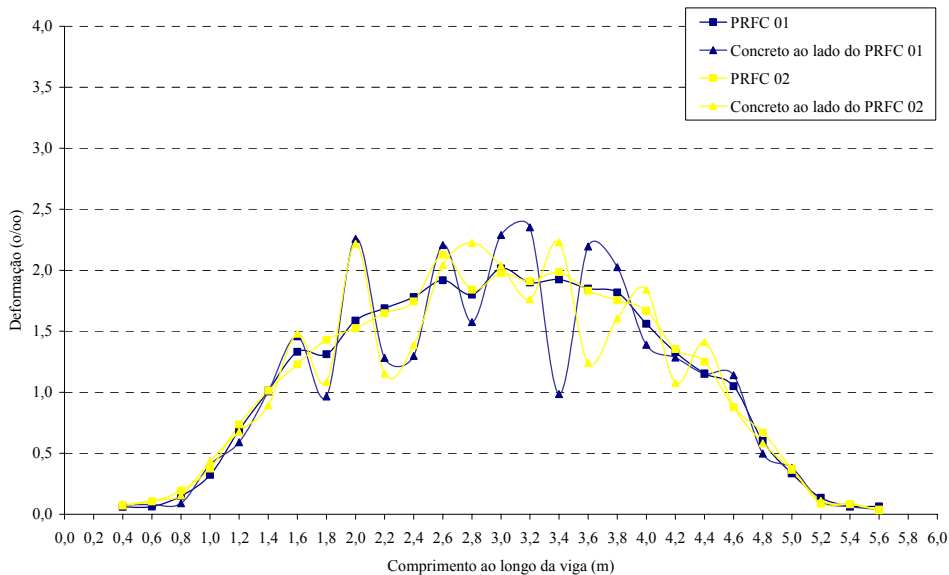


Figura 6.27 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 1.000.000 ciclos.

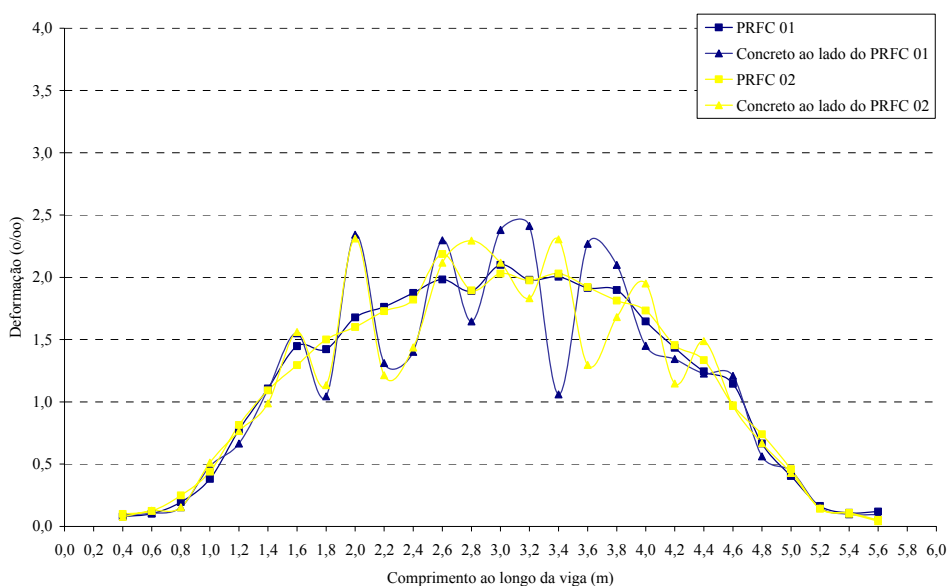


Figura 6.28 – Deformações específicas nas lâminas de PRFC e no concreto da viga VFC_PC_02 com um carregamento de 78kN aos 5.000.000 ciclos.

Observa-se, nas figuras, que as medidas das deformações específicas obtidas ao longo dos laminados de PRFC da viga VFC_PC_02 são regulares e variam de forma mais acentuada até 1.000.000 de ciclos, tendendo a se estabilizar após 5.000.000 de ciclos. Os trechos localizados entre os pontos de aplicação de carga, que se situam de 1,2m a 4,8m, mostram, claramente, a presença de fissuras no concreto, posicionadas entre as bases utilizadas nas medições.

Observa-se, ainda, que, durante o pré-carregamento, os trechos de ancoragem, localizados a 1,2m de distância das extremidades, praticamente não apresentavam deformação, fato que se repetiu aos 30.000 ciclos. A partir dos 100.000 ciclos, as deformações começaram a aumentar nos trechos de ancoragem, sendo que, ao final dos 5.000.000 de ciclos, somente os primeiros 0,6m dos dois trechos de ancoragem permaneciam com o mesmo nível de deformação do início do ensaio. Em comparação, a ancoragem da viga VFC_PC_01 foi mais solicitada desde o pré-carregamento da viga, como mostram as Figuras 6.24 à 6.28.

Os dados das Figuras 6.24 a 6.28 mostram que as deformações específicas nos laminados de PRFC, nos trechos localizados entre os dois pontos centrais de aplicação de carga, entre 2,4m e 3,6m, medidas na fase de pré-carregamento, variaram de 1,00 a 1,50‰.

Ao final de 30.000 ciclos, essas deformações aumentaram um pouco, variando de 1,50 a 2,00‰. No intervalo de 30.000 a 100.000 ciclos, não houve variação significativa nas deformações, que continuaram variando no mesmo intervalo. As medições realizadas com

1.000.000 e 5.000.000 de ciclos mostraram que as deformações não variaram de forma significativa nesse intervalo, sendo que o valor máximo aos 5.000.000 de ciclos foi 2,11‰. Essa deformação, somada aos 5,95‰, aplicados para protender os laminados, resulta em uma deformação total de 8,06‰. Os valores não diferem de forma significativa dos discutidos para a Figura 6.22, embora essa comparação seja limitada pelo fato do elongômetro medir a deformação em um trecho e os *strain gauges* medirem a deformação pontual.

As deformações específicas nos laminados, ao longo da viga VFC_PC_02, foram bem inferiores às apresentadas pela viga VFC_PC_01, já que a carga máxima e o diferencial de carga aplicado também eram inferiores. Os resultados apresentados pela viga VFC_PC_02 até os 5.000.00 de ciclos indicam que as deformações específicas nos laminados, devido à aplicação do carregamento cíclico, foram razoáveis, não sinalizando a ocorrência de danos no reforço até o final do teste.

As Figuras 6.29 e 6.30 mostram o perfil das deformações específicas dos dois laminados de PRFC ao longo da viga, do pré-carregamento até os 5.000.000 de ciclos. Os gráficos mostram que as maiores variações ocorreram nos intervalos do pré-carregamento até 30.000 ciclos e dos 100.000 até 1.000.000 de ciclos. A deformação nos dois laminados, no vão entre os dois pontos centrais de aplicação de carga, variou apenas 0,85‰ ao longo dos 5.000.000 de ciclos.

Observam-se pequenas variações nas deformações específicas entre dois trechos consecutivos para os dois laminados, principalmente no vão central da viga, comprometido pela presença de fissuras. Os pontos localizados a 1,8m, 2,8m e 4,6m, no laminado da Figura 6,29, e a 2,6m, no laminado da Figura 6.30, em especial, mostram diferenças mais acentuadas nas deformações dos laminados.

É interessante notar que existe um certo efeito de deformação progressiva das regiões de ancoragem, o que, talvez, poderia gerar problemas de aderência em casos de fadiga de longa duração. Seria interessante investigar em maior profundidade esse efeito, mas o longo prazo demandado por ensaios de fadiga de longa duração dificulta essa iniciativa.

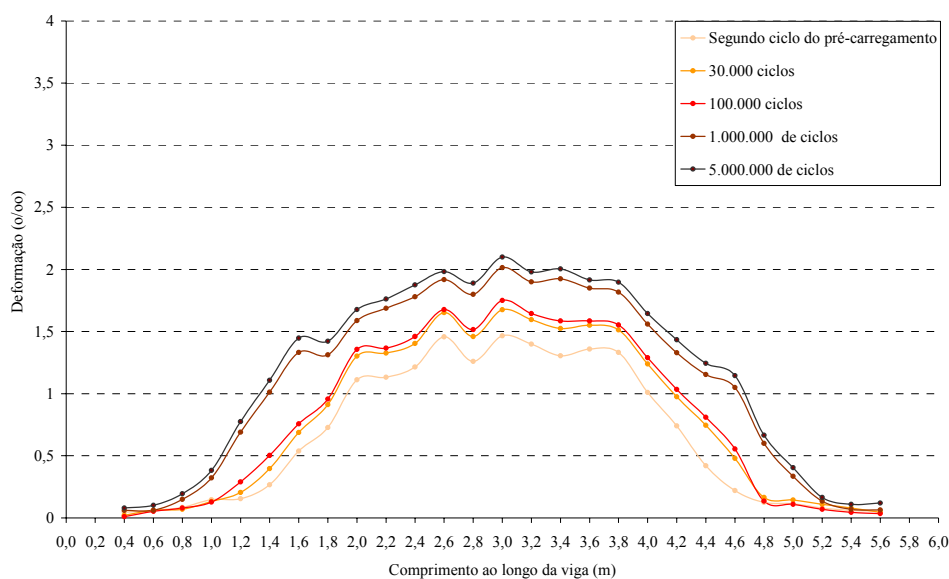


Figura 6.29 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 01 da viga VFC_PC_02 durante a aplicação do carregamento cíclico.

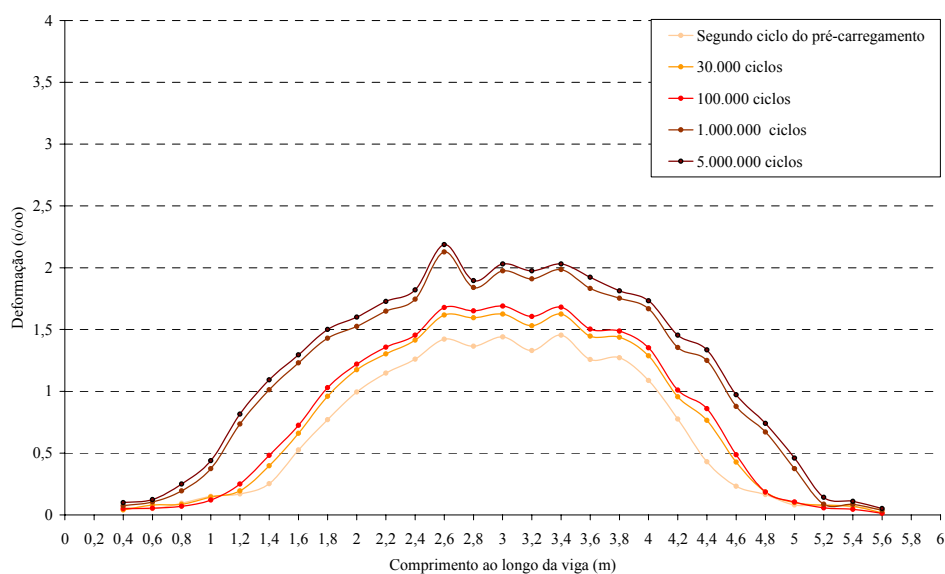


Figura 6.30 – Deformações específicas na lâmina de PRFC 02 da viga VFC_PC_02 durante a aplicação do carregamento cíclico.

A evolução das fissuras no centro do vão, na viga VFC_PC_02, pode ser observada no gráfico da Figura 6.31, que mostra as medições realizadas do pré-carregamento até 5.000.000 de ciclos.

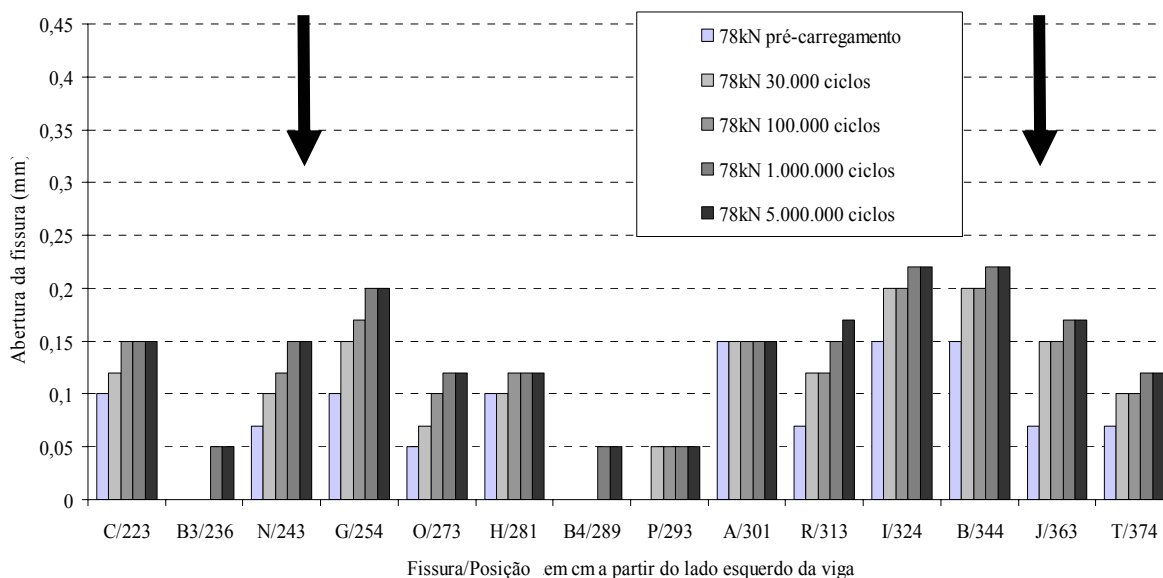


Figura 6.31 – Evolução das fissuras durante o ensaio da viga VFC_PC_02.

No gráfico, o eixo das abscissas mostra a denominação das fissuras e sua posição a partir da extremidade esquerda da viga, enquanto o eixo das ordenadas mostra a abertura das fissuras em mm. Embora a maior concentração de fissuras tenha ocorrido na região entre os quatro pontos de aplicação de carga, são mostradas as aberturas das fissuras somente na região submetida aos maiores momentos fletores, entre os dois pontos de aplicação de carga no vão central da viga, que são localizados no gráfico por meio de duas setas verticais.

As primeiras fissuras no centro do vão surgiram durante o pré-carregamento, com aberturas não superiores a 0,15mm. Do pré-carregamento até 100.000 ciclos, ocorreu o aumento na abertura de algumas fissuras; entretanto, nenhuma delas ultrapassou um valor de abertura de 0,20mm. O aumento na abertura de algumas fissuras se repetiu no intervalo de 100.000 ciclos até 1.000.000 de ciclos, sendo que a maior abertura medida ao final de 1.000.000 de ciclos foi de 0,22mm. Desse ponto até as medições realizadas ao final de 5.000.000 de ciclos, não houve variação na abertura das fissuras.

As fissuras localizadas a 1,2m das duas extremidades, apareceram somente nas medições realizadas aos 100.000 ciclos, com abertura máxima de 0,05mm. A variação na abertura

dessas fissuras no intervalo de 100.000 ciclos até 5.000.000 foi pequena, sendo que a abertura máxima ao final do ensaio foi de 0,10mm.

Devido à diferença no carregamento máximo aplicado nos ensaios de carregamento cíclico das vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02, não se pôde comparar diretamente os valores de abertura de fissuras para as duas vigas. Como o carregamento máximo aplicado na viga VFC_PC_01 (108kN) foi maior que o aplicado na viga VFC_PC_02 (78kN), as fissuras nessa viga apresentaram maiores aberturas desde o pré-carregamento, onde já atingiam 0,35mm. Embora aos 100.000 ciclos a maior abertura de fissura na viga VFC_PC_01 tenha sido 0,4mm, aos 282.000 ciclos, uma fissura de 2,2mm foi identificada.

6.4.3 Considerações Gerais

Os resultados dos ensaios das vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02 confirmam que a ocorrência de danos nas estruturas reforçadas com PRFC protendidos, quando submetidas a carregamentos cíclicos, está relacionada diretamente com o nível de tensão atuante no aço. Quando o aço está submetido a elevadas tensões, sob carregamento cíclico, o desencadeamento do processo de fadiga pode ocasionar a ruptura das barras de armadura que, nesse caso, provocam, imediatamente, uma redistribuição dos esforços na viga, transferindo uma grande parcela de carga para o reforço, que pode vir a romper.

Quando os níveis de tensão no aço não são suficientes para causar danos por fadiga nas armaduras, o reforço tende a permanecer aderido à viga, como ocorreu com a VFC_PC_02, que chegou a atingir 5.000.000 de ciclos sem apresentar sinais de dano no reforço.

Cabe ressaltar, obviamente, que, quando tratamos de reforços com laminados protendidos, o nível de tensão atuante no laminado é sempre mais elevado que o nível de tensão atuante no aço da armadura, uma vez que uma parcela de deformação é aplicada, inicialmente, ao laminado, para realizar a protensão.

No caso das vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02, a protensão foi realizada com a aplicação de 35% da deformação última dos laminados de fibra de carbono.

Os resultados apresentados pelas vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, ensaiadas com carregamento estático, e VFC_PC_01 e VFC_PC_02, ensaiadas com carregamento cíclico,

sugerem a necessidade de verificar se os elevados níveis de tensão aplicados à viga VFC_PE_01 poderiam ser aplicados com mais sucesso a uma viga reforçada com a configuração de reforço da VFC_PE_02, que apresenta o mesmo nível de reforço das anteriores, com quatro laminados de 0,6mm de espessura ao invés de dois laminados de espessura 1,2mm.

A carga mínima aplicada nos ensaios de fadiga nas duas vigas foi de 50% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da armadura interna na viga de referência. A diminuição do percentual utilizado para carga mínima, em conjunto com o emprego de diferenciais de tensão razoáveis, de até 30%, simularia com mais precisão a situação de estruturas reais reforçadas submetidas a carregamentos cíclicos. Por outro lado, a repetição de ensaios, que permita o traçado da curva *S versus N*, pode ser interessante para o melhor conhecimento do comportamento de estruturas reforçadas com laminados protendidos submetidas a carregamentos cíclicos.

6.5 Análise de Custos dos Sistemas PRFC protendidos

Na Tabela 6.8 encontram-se os custos dos sistemas PRFC utilizados nos reforços aplicados nas vigas VFC_NP_01, que recebeu dois laminados não-protendidos, VFC_PE_01 e VFC_PE_02, que receberam, respectivamente, dois e quatro laminados de fibra de carbono protendidos, totalizando mesma área de reforço.

Ao custo da viga que recebeu laminados não-protendidos, ainda deve ser somado o custo de aplicação dos laminados. Aos custos de todas as vigas, ainda deve ser somado o custo de preparação do substrato. Aos custos das duas vigas que receberam laminados protendidos, foram acrescentados os custos de aplicação da protensão e do sistema de ancoragem gradual, de USD\$ 400,00 por laminado (valor convertido de Francos Suíços para Dólares Americanos).

Os valores apresentados na Tabela 6.8 mostram que, quando são aplicados laminados protendidos, a diferença no custo do reforço em relação aos sistemas protendidos se deve,

principalmente, à utilização do equipamento para aplicação da protensão e do sistema de ancoragem gradual.

Cabe ressaltar, ainda, que a utilização da resina com *pot life* elevado (Sikadur 30 LP) também pode elevar o custo do sistema de reforço. Nessa análise, os custos das resinas Sikadur 30 e Sikadur 30 LP foram considerados iguais porque somente a Sikadur 30 é comercializada no Brasil.

Tabela 6.8 – Custos unitários e totais dos sistemas PRF utilizados no reforço das vigas.

Sistema PRF	Componentes do Sistema	Custo Unitário por Componente*	Quantidade Utilizada	Custo Total por Componente
PRFC (2 lâminas não protendidas)	Resina	USD\$ 17,00/kg	0,80kg	USD\$ 13,60
	Fibra	USD\$ 134,00/m	10,10m	USD\$ 1353,40
	Custo Total do Sistema			USD\$ 1367,00
PRFC (2 lâminas protendidas)	Resina	USD\$ 17,00/kg **	0,80kg	USD\$ 13,60
	Fibra	USD\$ 134,00/m	10,00m	USD\$ 1353,40
	Custo para realização da Protensão			USD\$ 800,00
Custo Total do Sistema			USD\$ 2167,00	
PRFC (4 lâminas protendidas)	Resina	USD\$ 17,00/kg **	1,60kg	USD\$ 27,20
	Fibra	USD\$ 134,00/m ***	20,20m	USD\$ 2706,80
	Custo para realização da Protensão			USD\$ 1600,00
Custo Total do Sistema			USD\$ 4334,00	

* Valores transformados de Reais para Dólares Americanos

** Foi considerado o mesmo valor da resina Sikadur 30 porque o produto Sikadur 30 LP não é comercializado pela Sika no Brasil

*** Foi considerado o mesmo valor do laminado de espessura 1,2mm porque a Sika não possui sistemas PRFC com laminados de espessura 0,6mm

Pode-se constatar, analisando a tabela, que, mesmo que as duas configurações de reforço com laminados protendidos utilizem uma mesma área de fibras, o que indica que fornecem mesmo nível de reforço, a configuração com quatro laminados exige a utilização do dobro de resina e aumenta em 100% o custo de aplicação da protensão, já que esse custo é proporcional ao número de laminados utilizados. Entretanto, quando são utilizados laminados de fibra de carbono, o custo da resina não é o fator mais relevante no custo total do sistema, representando cerca de 1% deste valor. Nesse caso, ainda, como os laminados de 6mm foram obtidos através do lixamento dos laminados de 1,2mm, o custo da utilização de quatro laminados de 0,6mm foi o dobro do custo de utilização de dois laminados de 1,2mm.

Como discutido no item 6.3.1 desse capítulo, o nível de reforço obtido, efetivamente, quando o reforço foi executado com dois laminados não-protendidos, foi de 27,25%, enquanto o dimensionamento, apresentado no item 6.2 desse capítulo, previa um incremento de 45%.

Na viga reforçada com dois laminados protendidos, o nível de reforço chegou a 62,41%. Para efeitos de comparação, o dimensionamento indica que seria necessária a utilização de três laminados de 50mm de largura e 1,2mm de espessura para a obtenção dos 62,41% de incremento com laminados não-protendidos.

Nesse caso, o custo da viga reforçada com três laminados não-protendidos seria de USD\$2.050,50, aproximadamente o mesmo custo da viga reforçada com dois laminados protendidos. Dessa forma, pode-se dizer que o custo dos reforços executados com laminados protendidos pode se justificar pelo elevado nível de reforço que pode ser obtido com a aplicação dessa técnica.

A utilização de quatro laminados com espessura 0,6mm ao invés de dois laminados de 1,2mm se justificou, economicamente, no ensaio realizado em laboratório, pelo tipo de ruptura experimentado, que ocorreu por esgotamento da capacidade resistente à tração do laminado. Entretanto, em uma aplicação real como reforço estrutural, a utilização de laminados de 0,6mm só seria viável economicamente se esses laminados já fossem comercializados com 0,6mm de espessura, evitando, assim, o desperdício de fibras e, conseqüentemente, reduzindo de forma considerável o custo do laminado. Se considerarmos que um laminado com metade da espessura teria metade do custo, essa opção de reforço teria seu custo reduzido em cerca de 32%, caindo para USD\$ 2980,60.

A Tabela 6.9 mostra as relações custo *versus* capacidade e incremento de carga para as vigas reforçadas com laminados protendidos e não-protendidos.

Os dados da Tabela 6.9 mostram que a viga sem protensão foi a que apresentou a menor relação custo *versus* incremento de carga entre as vigas reforçadas. A elevada relação custo *versus* incremento de carga apresentada pela viga VFC_PE_02 se deve, principalmente, ao fato de que os laminados de 0,6mm de espessura foram obtidos pelo lixamento de laminados

de 1,2mm, o que aumentou significativamente o custo do reforço. Considerando um valor de metade do custo do laminado, o valor de custo *versus* incremento de carga cai, mas ainda se mantém acima do verificado para a viga protendida com dois laminados, devido ao custo maior de aplicação da protensão nos quatro laminados.

Tabela 6.9 – Relações custo *versus* capacidade e incremento de carga para as vigas reforçadas.

Viga	Custo do Reforço (USD\$)	Capacidade de carga (kN)	Incremento na capacidade de carga	Relação Custo/Capacidade de carga (USD\$/kN)	Relação Custo/Incremento de carga (USD\$/kN)
VFC_NP_01	1367,00	127,25	1,27	10,74	10,76
VFC_PE_01	2167,00	162,41	1,62	13,34	13,37
VFC_PE_02	4330,00	164,68	1,65	26,29	26,24
VFC_PE_02*	2980,60	164,68	1,65	18,08	18,06

* Considerando custo de metade do laminado

A comparação entre os reforços executados com duas camadas de tecidos de fibra de carbono nas vigas de 3m de comprimento e os reforços executados com dois laminados não-protendidos de fibra de carbono nas vigas de 6m, ambos visando um incremento de 45% na capacidade resistente das vigas, mostra que, nos reforços executados com tecidos de fibra de carbono, o custo por metro de reforço foi de USD\$ 51,20, enquanto nos reforços executados com laminados de fibra de carbono o custo por metro foi de USD\$ 227,85.

Dessa forma, observa-se que a execução de reforços com laminados de fibra de carbono, quando não são protendidos, apresenta um custo muito elevado, podendo, em muitos casos, ser inviável economicamente, se for considerado o nível máximo de reforço que pode ser obtido com o sistema. Entretanto, existem algumas vantagens na sua utilização, como a praticidade e a rapidez na execução do reforço que, dificilmente, são superadas com a utilização de outros sistemas de reforço.

Capítulo 7

Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

7.1 Considerações Iniciais

As principais conclusões obtidas através da análise dos resultados apresentados nos Capítulos 6 e 7, derivadas do desenvolvimento do programa experimental descrito no Capítulo 4, são apresentadas nesse capítulo.

As conclusões são apresentadas em duas partes: a primeira parte se refere à comparação do desempenho das vigas reforçadas à flexão com fibras de carbono, vidro e aramida e a segunda parte se refere à análise da eficiência da técnica de protensão de compósitos laminados.

São apresentadas, também, ao final desse capítulo, sugestões para a realização de trabalhos científicos que, no futuro, possam, da mesma forma que esta tese, contribuir para o desenvolvimento da técnica de reforço de estruturas de concreto armado pela colagem de sistemas PRF.

7.2 Considerações Sobre o Desempenho das Vigas Reforçadas à Flexão com Fibras de Carbono, Vidro e Aramida.

Nesta etapa do programa experimental, foram ensaiadas seis vigas de concreto armado, uma viga testemunho e cinco vigas reforçadas. Os reforços foram executados com sistemas de reforço que utilizam fibras de carbono, vidro e aramida coladas aos elementos de concreto através de resina epóxi. Os reforços foram dimensionados para proporcionarem incrementos de carga de 25% e 45% nas vigas reforçadas, permitindo uma análise comparativa dos diferentes sistemas de reforço.

Em relação ao dimensionamento dos reforços com os sistemas PRFC, PRFV e PRFA, que foi realizado de acordo com as recomendações do ACI 440.2R-02 (2002) e do *Design Guide Line for S&P FRP Systems* (S&P, 2006), pode-se concluir, primeiramente, que os procedimentos de cálculo disponíveis são de fácil desenvolvimento e utilizam apenas propriedades básicas e conhecidas dos materiais envolvidos. O dimensionamento dos reforços mostrou que os compósitos de reforço formados com duas camadas de fibra proporcionam um maior incremento de capacidade de carga aos elementos reforçados que os compósitos formados com uma camada de fibra. Entretanto, segundo os critérios de dimensionamento vigentes, quanto maior for o número de camadas de fibra utilizado para formar o compósito, menor será a porcentagem de utilização da capacidade resistente última da fibra, que deverá ser levada em conta. Essa postura cautelosa parece contradizer os resultados experimentais obtidos, que mostram que a eficiência de reforços com múltiplas camadas é tão boa ou melhor do que a de reforços de camada simples, embora o custo seja maior, pela necessidade de empregar maiores quantidades de formulação adesiva para a formação da matriz;

Nesse sentido, constatou-se que os coeficientes de redução utilizados no dimensionamento podem ser considerados adequados, quando os compósitos são formados por uma camada de fibra. As diferenças nas cargas de ruptura experimentais e teóricas para as vigas reforçadas com uma de fibra de carbono e uma camada de fibra de aramida foram de 25% e 32%, respectivamente. Entretanto, o processo de dimensionamento se mostrou mais conservador quando os reforços foram executados com mais de uma camada de fibra, com diferenças de 57%, 38% e 51%, nas cargas de ruptura experimentais e teóricas, para as vigas reforçadas com duas camadas de fibra de carbono, duas camadas de fibra de aramida e três camadas de fibra de vidro, respectivamente.

O dimensionamento das vigas reforçadas sugeriu que seria necessária a utilização de ancoragens adicionais, para evitar rupturas bruscas do tipo *peeling-off*, que provocariam o descolamento do compósito de reforço, a partir das extremidades das vigas. As ancoragens adicionais, que foram dimensionadas na forma de um reforço ao cisalhamento, com laços em forma de U colados nos vãos de cisalhamento das vigas, se mostraram muito eficientes. Em alguns casos, todavia, os laços mais próximos do centro do vão acabaram se rompendo ou soltando próximo à ruptura. Seria interessante avaliar, com ensaios específicos, se o prolongamento de ancoragens desse tipo para a aba de vigas T é uma hipótese viável e que incrementa a ancoragem das mesmas.

Os incrementos de carga reais obtidos em todas as vigas ensaiadas, foram compatíveis com os determinados através do dimensionamento, sendo que os maiores incrementos de carga ocorreram nas vigas reforçadas com duas camadas de fibra de carbono (83,26%), duas camadas de fibra de aramida (59,43%) e três camadas de fibra de vidro (77,90%). Nas vigas reforçadas com uma camada de fibra, os incrementos de cargas reais foram de 24,74% para a viga reforçada com uma camada de fibra de carbono e 30,38% para a viga reforçada com uma camada de fibra de aramida.

As rupturas de todas as vigas reforçadas aconteceram devido ao descolamento do compósito de reforço, por danos ocorridos no vão central, entre os laços de ancoragem adicional, o que se caracteriza por ser um modo de ruptura brusco, que ocorre sem que o compósito dê sinais de que está chegando à ruptura. Entretanto, é importante observar que mesmo que as rupturas de todas as vigas reforçadas tenham ocorrido de forma brusca, elas ocorreram em níveis de carregamento superiores aos previstos no dimensionamento, em todos os casos.

Cabe ressaltar que foi possível associar grande parte das rupturas à existência de fissuras no concreto, cuja presença parece gerar problemas de aderência ou ruptura locais do reforço, dando início ao processo de falha. Recomenda-se a realização de estudos específicos para avaliar essa interação fissura-reforço em altas deformações, buscando desenvolver mecanismos para controlar ou retardar as rupturas prematuras, o que, talvez, possibilite que o compósito chegue a romper por esgotamento de sua capacidade de tração.

Pôde-se observar que os deslocamentos verticais no centro do vão de todas as vigas reforçadas foram inferiores aos da viga testemunho, principalmente nas etapas de carregamento após a fissuração do concreto. Isso indica que, apesar de esbeltos, estes reforços podem auxiliar a controlar a deformação e fissuração, em certas situações. Os incrementos de rigidez nas vigas reforçadas ficaram mais evidenciados após o escoamento do aço da armadura interna, onde se pôde verificar nitidamente o afastamento das curvas carga *versus* deslocamento das vigas reforçadas e testemunho, devido à maior contribuição do reforço nessa fase.

Como as vigas reforçadas com uma camada de fibra de carbono e uma camada de fibra de aramida foram dimensionadas para apresentarem rigidez similar (através do balanceamento conseguido pelo produto do número de camadas pelo módulo de elasticidade pela área de fibra) essas vigas apresentaram curvas carga *versus* deslocamento muito próximas. Da mesma forma, as vigas reforçadas com duas camadas de fibra de carbono, duas camadas de fibra de aramida e três camadas de fibra de vidro apresentaram comportamento similar quanto à rigidez, com leve vantagem para o reforço de fibra de vidro, formado por três camadas, seguido pelo reforço de fibras de carbono.

Analisando todas as vigas reforçadas em relação à fissuração, observa-se que, para as cargas máximas suportadas pelas vigas reforçadas, a utilização dos compósitos de reforço com fibras de carbono, vidro e aramida não resultou em uma redução no número de fissuras ou em alterações na distribuição das fissuras ao longo das vigas, mas, sim, numa redução considerável da abertura das fissuras, o que pode ser positivo sob o ponto de vista da durabilidade. Em todas as vigas, as fissuras com maior abertura apareceram no vão central, região com maiores momentos fletores. As maiores aberturas de fissuras ocorreram na viga testemunho e chegaram a 2mm para a carga máxima, de 103,16kN. Todas as vigas reforçadas apresentaram aberturas de fissuras muito inferiores às da viga testemunho quando submetidas a carregamentos próximos à 100kN, chegando a, no máximo, 0,4mm nas vigas reforçadas com uma camada de fibra. Na viga testemunho, as aberturas máximas foram de 2mm, para um carregamento de 100kN. Para carregamentos moderados, na faixa de 40kN à 60kN, a abertura das fissuras nas vigas reforçadas foi de, no máximo, 0,1mm, enquanto na viga testemunho, o maior valor registrado foi de 0,3mm.

A análise da ductilidade das vigas reforçadas foi realizada levando em consideração fatores de deformabilidade e resistência que, multiplicados entre si, resultam em um fator de performance, indicador da ductilidade das vigas. Todas as vigas reforçadas apresentaram fatores de performance inferiores aos da viga testemunho, que refletem a diminuição da ductilidade das vigas com a aplicação do reforço. Dentre as vigas reforçadas, as que receberam reforço com maior número de camadas de fibra apresentaram comportamento mais dúctil que as reforçadas com apenas uma camada de fibra. Considerando os reforços executados com fibras de carbono e aramida, a viga VFC_02, reforçada com duas camadas de fibra de carbono, foi a que apresentou maior fator de performance, seguida pela VFV_02 e pela VFA_02, reforçadas com três camadas de fibra de vidro e duas camadas de fibra de

aramida, respectivamente. As vigas VFC_02, VFA_02 e VFV_02 apresentaram comportamento adequado quanto às exigências de ductilidade para vigas de concreto reforçadas com PRF, segundo os critérios de Mufti et al. (1996), indicando que, tecnicamente, o uso de múltiplas camadas é favorável.

Quanto à análise numérica das vigas reforçadas VFC_01, VFC_02, VFA_01, VFA_02 e VFV_02, pode-se dizer que, de forma geral, o modelo numérico representou de forma satisfatória os dados obtidos experimentalmente, embora tenha previsto um comportamento um pouco mais rígido para as vigas no primeiro estágio de carregamento. Os modos de ruptura das vigas reforçadas foram corretamente estimados, entretanto, as cargas de ruptura estimadas para todas as vigas reforçadas foram inferiores às obtidas experimentalmente. O fato das cargas de ruptura serem subestimadas pelo modelo numérico ocorreu devido ao critério de ruptura adotado, que determina a força máxima ancorada pelo reforço, de acordo com o comprimento de ancoragem disponível na viga. Como foram utilizados laços de ancoragem adicionais para evitar o *peeling-off* do compósito de reforço, as vigas suportaram carregamentos superiores, apresentando desempenho superior ao estimado pelo modelo numérico. Alguns refinamentos no modelo numérico utilizado podem ser, ainda, realizados, principalmente no que diz respeito aos diagramas tensão-deformação do concreto, do aço e do compósito de reforço, utilizados para caracterizar os materiais, o número de fases do diagrama carga *versus* deslocamento, de forma a suavizar o atual terceiro estágio de carregamento, e o critério de ruptura do reforço, para considerar a utilização das ancoragens adicionais.

A análise de custos sugeriu que, na aplicação de um sistema PRF, o custo das formulações adesivas pode ser tão relevante quanto o custo das fibras, principalmente nas configurações de reforço em que mais de uma camada de fibra são utilizadas. No caso de sistemas tipo PRFC, como as fibras de carbono têm custo relativamente elevado, o custo da matriz pode ser tão relevante quanto o custo das fibras. Nos sistemas PRFA e PRFV, a matriz é o fator determinante no custo do reforço. Sendo assim, sistemas de reforço que utilizam fibras com propriedades mecânicas que exijam a aplicação de um grande número de camadas para que seja atingida determinada performance estrutural tendem a apresentar custo elevado, devido à grande quantidade de resina necessária para cobrir todas as camadas de fibra. A análise da

relação custo *versus* capacidade de carga das vigas reforçadas indicou que o aumento no custo dos reforços executados com mais de uma camada de fibra não é proporcional ao incremento de capacidade de carga das vigas.

Nos pares de vigas VFC_02 e VFC_01 e VFA_02 e VFA_01, o aumento de uma para duas camadas de fibra resultou em um aumento de 80,65% e 72,24% no custo dos reforços, entretanto, o incremento de capacidade de carga das vigas reforçadas com duas camadas em relação às reforçadas com uma camada foi de 46,92% e 22,28% para as vigas reforçadas com fibras de carbono e aramida, respectivamente. Isso justifica o estudo de matrizes de menor custo.

Em geral, as observações relativas ao custo dos reforços com PRFC, PRFV e PRFC sugerem que é necessário realizar uma análise completa, que confronte as características de cada fibra, o tipo de estrutura a ser reforçada, o nível de reforço requerido e o ambiente ao qual o reforço estará exposto, para que se possa identificar qual PRF é mais adequado a cada aplicação.

A performance estrutural dos três sistemas de reforço estudados foi adequada, no que diz respeito ao incremento de capacidade de carga e rigidez, modo de falha e fissuração. Todas as vigas reforçadas apresentaram comportamento compatível e, normalmente, superior ao previsto no dimensionamento, mostrando que os sistemas de reforço estudados são adequados para aplicações como reforço estrutural em vigas de concreto armado.

Entretanto, é conveniente que, na escolha do sistema de reforço mais adequado para cada situação, sejam considerados o ambiente ao qual o reforço vai estar exposto, o nível de reforço exigido pela estrutura e as propriedades mecânicas dos componentes do sistema de reforço. Dessa forma, os custos diretos e indiretos da aplicação de cada sistema de reforço podem ser avaliados, indicando a solução mais adequada para cada situação, compatibilizando as necessidades estruturais com o custo do reforço.

7.3 Considerações sobre a Eficiência da Técnica de Protensão de Compósitos Laminados

Na segunda etapa do programa experimental, foram testadas seis vigas de concreto armado: uma viga sem reforço, uma viga reforçada com laminados de PRFC não-protendidos e quatro

vigas reforçadas com laminados de PRFC protendidos. Das quatro vigas reforçadas com laminados protendidos, duas foram ensaiadas à flexão com carregamento estático e duas foram ensaiadas à flexão com carregamento cíclico. A configuração do reforço aplicado às duas vigas ensaiadas com carregamento estático permitiu que fossem investigadas possíveis alterações no comportamento dos elementos reforçados, em função da variação do número e espessura dos laminados, já que ambas foram reforçadas com mesma área de reforço, porém, com diferentes distribuições. Por outro lado, as vigas ensaiadas com carregamento cíclico permitiram investigar possíveis alterações no comportamento dos laminados protendidos e no sistema de ancoragem utilizado.

A viga VFC_NP_01, reforçada com dois laminados de PRFC não-protendidos, apresentou um incremento de carga real de 27% em relação à viga testemunho, e uma carga de ruptura 22,52% superior à prevista pelo dimensionamento. Por outro lado, os incrementos de carga das vigas VFC_PE_01 e VFV_PE_02, que foram reforçadas com a mesma área de reforço da viga anterior, mas com laminados protendidos (com 35% e 43% da ε_{fu}), foram de 62,41% e 64,68%, evidenciando, claramente, a eficiência da protensão dos laminados no aumento de capacidade de carga dos elementos reforçados.

Quanto aos modos de ruptura experimentados pelas vigas, pode-se concluir que as duas vigas reforçadas com dois laminados de fibra de carbono, VFC_NP_01 e VFC_PE_01, romperam pelo *peeling-off* dos laminados, que ocorreram devido às elevadas tensões de interface nas zonas próximas à extremidade do reforço. Entretanto, devido à aplicação da protensão no laminado de PRFC, a viga VFC_PE_01 rompeu com um carregamento 29,41% superior ao da viga VFC_NP_01. Por outro lado, a ruptura da viga VFC_PE_02, reforçada com quatro laminados de PRFC protendidos, ocorreu pelo esgotamento da capacidade resistente do elemento de reforço, indicando que a aplicação da mesma área de reforço das vigas anteriores, porém, de forma mais distribuída, permitiu que as tensões nas extremidades dos laminados fossem mais bem distribuídas para o concreto, o que, aliado com a força de protensão aplicada inicialmente aos laminados, permitiu a plena utilização da sua resistência à tração.

Todas as vigas reforçadas apresentaram deslocamentos verticais no centro do vão inferiores aos da viga testemunho. Entretanto, o comportamento mais rígido apresentado pelas vigas

reforçadas foi evidenciado somente após a fissuração do concreto. Nas vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, que receberam laminados protendidos, a carga em que ocorreu a fissuração do concreto foi superior à da viga testemunho em 57%, enquanto na viga VFC_NP_01, reforçada com laminados não-protendidos, a carga de fissuração do concreto foi a mesma da viga testemunho. As cargas de escoamento do aço foram superiores às da viga testemunho em 22% (VFC_NP_01) e 45% (VFC_PE_01 e VFC_PE_02). Devido ao aumento da carga de fissuração do concreto e ao escoamento mais tardio do aço da armadura interna, as vigas reforçadas com laminados protendidos, VFC_PE_01 e VFC_PE_02, apresentaram comportamento mais rígido que a viga VFC_NP_01, reforçada com laminados não-protendidos. Os deslocamentos verticais no centro do vão para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02 foram praticamente iguais desde o início do carregamento, indicando que a aplicação de dois laminados de 1,2mm de espessura ou quatro laminados de 0,6mm não alterou a rigidez das vigas reforçadas.

A análise da ductilidade das vigas reforçadas, realizada segundo as recomendações de Mufti et al. (1996), indicou que todas as vigas reforçadas se comportaram de forma menos dúctil que a viga testemunho. As vigas reforçadas não apresentaram o mesmo comportamento da VT na fase final de carregamento, quando ocorreram grandes deslocamentos verticais no centro do vão antes que a viga perdesse por completo sua capacidade de carga. Pode-se ressaltar, também, que os fatores de performance das vigas reforçadas foram relativamente baixos e inferiores a 4, que é o valor mínimo recomendado por Mufti et al. (1996) para vigas retangulares de concreto armado reforçadas com PRF. Entretanto, dentre as vigas reforçadas, as que receberam laminados protendidos apresentaram fatores de performance mais próximos do valor padrão recomendado por Mufti et al. (1996). Dessa forma, pode-se dizer que a utilização de laminados protendidos melhorou a ductilidade das vigas reforçadas. Dentre as vigas reforçadas com laminados protendidos, a viga VFC_PE_02, que recebeu quatro laminados protendidos de 0,6mm de espessura apresentou um comportamento mais dúctil em relação à viga VFC_PE_01, que recebeu dois laminados protendidos de 1,2mm, alcançando um fator de performance, aproximadamente, igual a 4. Sendo assim, pode-se concluir que a utilização de laminados com menor espessura colaborou para a obtenção de um comportamento mais dúctil na estrutura reforçada com PRF, na medida em que ofereceram ao reforço uma maior área de contato com a viga, possibilitando, assim, uma melhor transferência dos esforços recebidos pelo reforço para a estrutura.

Os cálculos realizados indicaram que as perdas da força de protensão nos sistemas PRFC protendidos, que podem ser imediatas, por encurtamento elástico do concreto, ou progressivas, por retração e deformação lenta ou fluência do concreto e por relaxação do PRF, são inferiores às perdas que ocorrem em sistemas que utilizam aço protendido (cerca de 15% à 20%). As perdas imediatas e progressivas somaram 7,64MPa para a viga VFC_PE_01 e 10,52MPa para a viga VFC_PE_02, que representam, respectivamente, 7,64% e 10,52% da tensão aplicada para protender os laminados. As perdas foram maiores na viga reforçada com quatro laminados porque, como a protensão é realizada de forma consecutiva, após a aplicação do primeiro laminado, as subseqüentes deformações sofridas pelo concreto para aplicação dos demais laminados causaram perdas por encurtamento elástico do concreto nos laminados já aplicados.

O sistema de ancoragem gradual utilizado nos sistemas PRF protendidos, diferentemente dos sistemas de ancoragem tradicionais, não exigiu a utilização de nenhum dispositivo extra além daquele utilizado para protender os laminados. A ancoragem dos laminados foi realizada pela simples diminuição da tensão aplicada aos laminados nos trechos localizados próximos às extremidades das vigas. Pode-se concluir que o sistema de ancoragem gradual funcionou de forma adequada, garantindo a ruptura das vigas reforçadas com 83% (VFC_PE_01) e 100% (VFC_PE_02) de aproveitamento da resistência à tração dos laminados.

A análise numérica realizada para as vigas reforçadas com laminados de PRFC, em geral, representou de forma adequada o comportamento de todas as vigas analisadas, embora o modelo tenha previsto uma maior carga de ruptura para a viga VFC_NP_01 e um comportamento mais rígido para as vigas VFC_PE_01 e VFC_PE_02, no final do primeiro estágio de carregamento. Diferenças máximas de 16,11% e 11% foram observadas na determinação do deslocamento vertical no centro do vão no momento da ruptura do reforço das vigas VFC_NP_01 e VFC_PE_01/VFC_PE_02. No geral, as diferenças na determinação das cargas de fissuração do concreto, escoamento do aço e ruptura do reforço, foram inferiores a 5%. Os modos de ruptura das vigas reforçadas foram corretamente estimados, entretanto, as cargas de ruptura estimadas foram 13,20% (VFC_NP_01), 3,30% (VFC_PE_01) e 2% (VFC_PE_02) superiores às obtidas experimentalmente. Embora tenham

ocorrido algumas diferenças entre os resultados experimentais e numéricos, os dados obtidos numericamente se aproximam, de forma satisfatória, dos dados obtidos através dos experimentos, e podem servir de base para o cálculo de aplicações reais, uma vez que o programa determina os diagramas momento *versus* curvatura dos elementos reforçados, que podem ser transformados em deslocamentos dependendo da vinculação e tipo de carregamento atuante.

Os níveis de tensão mínima e máxima aplicados às vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02, ensaiadas com carregamento cíclico, foram de 50% e 80% e 50% e 60% da carga em que ocorreu o escoamento do aço da viga VFC_PE_01, ensaiada com carregamento estático. Esses valores representam 42% e 66% e 42% e 48% da carga de ruptura da viga VFC_PE_01.

A ruptura da viga VFC_PC_01 ocorreu aos 331.300 ciclos, de forma súbita, quando os laminados se desprenderam das extremidades das vigas a partir da borda de uma fissura de flexão. Os níveis de tensão aplicados à viga VFC_PC_02, entretanto, não foram suficientes para causar danos por fadiga nas armaduras e, dessa forma, a viga atingiu 5.000.000 de ciclos sem apresentar sinais de dano no reforço, que permaneceu aderido à viga até o final do ensaio.

Os resultados das duas vigas ensaiadas sob carregamento cíclico mostraram que a ocorrência de danos nas estruturas reforçadas com PRFC protendidos, quando submetidas a carregamentos cíclicos, está relacionada primariamente ao nível de tensão atuante no aço. Os resultados experimentais mostraram que o acúmulo de danos que levaram à ruptura das barras de aço da armadura interna foi consequência do nível de tensão atuante no aço da armadura interna, e não do tipo de reforço aplicado às vigas.

Os deslocamentos verticais no centro do vão da viga VFC_PC_02 foram consideravelmente inferiores aos da viga VFC_PC_01, o que é razoável, dado o nível de tensão máximo e o diferencial aplicados à viga VFC_PC_01 (80% da tensão de escoamento do aço, 30%), que foram superiores aos aplicados na viga VFC_PC_02 (60% da tensão de escoamento do aço, 10%). Os resultados indicaram que até 1.000.000 de ciclos, os deslocamentos verticais no centro do vão da viga VFC_PC_02 variaram 12,70mm e, em seguida, mais 1,49mm, até 5.000.000 de ciclos, tendendo a uma estabilização a partir desse ponto. Na viga VFC_PC_01, houve um incremento significativo nos deslocamentos após os 100.000 ciclos, provavelmente provocado pela ruptura das barras de aço da armadura interna.

As deformações específicas nos laminados ao longo da viga VFC_PC_02, foram bem inferiores às apresentadas pela viga VFC_PC_01, já que a carga máxima e o diferencial de carga aplicado também eram inferiores. As medições das deformações, ao longo das vigas, mostraram claramente que os laminados de deformaram mais no vão central das vigas, onde também ocorreram as maiores fissuras.

A abertura das fissuras nas vigas VFC_PC_01 e VFC_PC_02 não pôde ser comparada diretamente, pois o carregamento máximo e o diferencial de tensão aplicados na viga VFC_PC_01 (108kN, 30%) foram maiores que os aplicados na viga VFC_PC_02 (78kN, 10%), refletindo em maiores aberturas de fissuras na viga VFC_PC_01. A viga VFC_PC_02 apresentou fissuras com aberturas bem inferiores, enquanto na viga VFC_PC_01, a maior abertura de fissura foi 2,2mm (aos 282.000 ciclos), na viga VFC_PC_02, esse valor chegou a apenas 0,22mm (aos 5.000.000 de ciclos).

A análise de custos dos sistemas PRFC protendidos indicou que, quando são aplicados laminados protendidos, a diferença no custo do reforço, em relação aos sistemas não-protendidos, se deve, principalmente, à utilização do equipamento para aplicação da protensão e do sistema de ancoragem gradual, que independe do tamanho do vão que recebe o reforço. A análise de custos mostrou que a execução de reforços com laminados de fibra de carbono, quando não são protendidos, apresentou um custo muito elevado, se for considerado o nível máximo de reforço que foi obtido com o sistema. Com relação às duas configurações de reforço utilizadas, mesmo que ambas utilizem uma mesma área de fibras, o que indica que fornecem um mesmo nível de reforço, a configuração com quatro laminados exige a utilização do dobro de resina e aumenta em 100% o custo de aplicação da protensão, já que esse custo é proporcional ao número de laminados utilizados.

7.4 Conclusões

O desenvolvimento desta tese permitiu que os objetivos propostos no Capítulo 1 fossem atingidos de forma satisfatória. Os ensaios realizados comprovaram a aplicabilidade das técnicas de reforço estudadas, tanto no que diz respeito à variação de materiais, onde foram

utilizados tecidos de fibras de carbono, aramida e vidro, aplicados pela técnica *hand lay-up*, quanto à aplicação de laminados de fibra de carbono protendidos.

As discussões do Capítulo 5 mostram que a variação da fibra formadora do compósito permite que o sistema de reforço seja o mais adequado a cada situação, tanto no que diz respeito aos requisitos de resistência quanto à relação custo-desempenho do reforço.

Por outro lado, os resultados discutidos no Capítulo 6 mostram que foi possível a utilização plena da resistência à tração dos laminados de fibra de carbono.

As principais recomendações que podem ser extraídas, com base nos dados coletados, são:

- É viável utilizar fibras aramida e vidro para formação de compósitos de reforço estrutural para uso em estruturas de concreto armado.
- Existem técnicas adequadas de dimensionamento para reforços tipo PRF, que podem ser computacionalmente implementadas, com certa facilidade, para orientar os processos de cálculo em casos reais de aplicação dos reforços.
- Se bem dimensionados, os reforços com diferentes fibras tem efeito similar e são eficientes. Seu uso em situações reais, portanto, é viável, sendo necessário, ainda, coletar dados sobre seu desempenho de longo prazo em ambientes agressivos.
- As diferenças entre as cargas de ruptura numéricas e experimentais mostram que algumas adequações nos modelos atualmente utilizados para previsão de ruptura são necessárias, para melhor representar o comportamento das estruturas reforçadas próximo à ruptura, principalmente quando são utilizadas mais de uma camada de fibra e laços de ancoragem adicional. Portanto, é recomendável desenvolver e adotar critérios de ruptura mais adequados para os PRF ancorados, que permitam avaliar melhor seu comportamento sob carregamentos elevados.
- É fundamental assegurar uma ancoragem adequada do reforço. Recomenda-se sempre utilizar sistemas de ancoragem adicional, no caso de reforços com tecidos moldados *in-situ*, não protendidos, para garantir um bom comportamento do reforço. No caso de técnicas de protensão com ancoragem gradual, sistemas de ancoragem

externos são dispensáveis, mas deve-se garantir uma adequada área de contato entre o reforço e o concreto, limitando as tensões de cisalhamento atuantes.

- O uso da técnica de protensão é muito eficiente, mas os equipamentos e procedimentos disponíveis para sua aplicação ainda são caros. Seu uso, portanto, deve ser reservado para situações onde se queira maximizar a resposta do reforço e/ou reduzir as deformações na estrutura reforçada. Estudos para reduzir os custos de aplicação da protensão poderiam colaborar para aumentar o emprego dessa alternativa.
- O uso de compósitos moldados *in situ* se mostrou mais econômico que o uso de laminados. Entretanto, deve-se considerar que a qualidade do produto final, quando o compósito é moldado *in situ*, é sempre inferior à dos produzidos pelo processo de pultrusão. O estudo de técnicas de protensão específicas para tecidos, que venham a possibilitar um uso melhor de suas propriedades, mostra-se relevante, desde que o custo da técnica e a qualidade do produto final sejam adequados.
- É interessante estudar alternativas de colagem de menor custo, que auxiliem a reduzir os custos dos reforços tipo PRF.
- Não foram observados problemas de desempenho do reforço submetido à fadiga. Se os níveis de tensão no aço forem controlados, evitando que ocorram rupturas por fadiga nas armaduras, as estruturas reforçadas tendem a se mostrar adequadas para uso sob carregamentos cíclicos. Os dados mostraram, todavia, que pode haver um comprometimento da aderência nas regiões de ancoragem nos casos de fadiga de longa duração, o que demanda mais estudos.
- Os ensaios mostraram que um incremento de 20% na tensão máxima aplicada, reduziu a vida útil de fadiga significativamente, reduzindo o número de ciclos admissível em mais de quinze vezes. Isso salienta a importância do monitoramento de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos, tais como pontes ferroviárias e rodoviárias, que podem ter sido calculadas para cargas menores que as cargas

características do tráfego atual. O uso dos reforços, nesse caso, pode auxiliar a incrementar de forma significativa a vida útil das estruturas ao reduzir o nível de tensões nas armaduras.

Embora os resultados numéricos e experimentais produzidos com o desenvolvimento do programa experimental dessa tese tenham sido adequados para satisfazer os objetivos definidos no Capítulo 1, diversas outras questões de pesquisa surgiram, principalmente durante a etapa de análise dos resultados. Sendo assim, no item seguinte, são apresentadas sugestões para trabalhos adicionais, que podem também vir a contribuir para o desenvolvimento da técnica de reforço de estruturas de concreto armado com sistemas PRF.

7.5 Sugestões para Trabalhos Futuros

- Avaliação de efeitos de durabilidade, como ação de raios ultravioleta, presença de umidade durante a cura e vida útil dos sistemas PRF, efeitos de variação da matriz e elevadas temperaturas, possíveis efeitos da corrosão das armaduras de aço sobre os reforços colados e, finalmente, os efeitos da ação gelo-degelo sobre a cura dos sistemas PRF.
- Estudo do comportamento dos sistemas de reforço PRFV quando submetidos a carregamentos permanentes ao longo do tempo.
- Avaliação de outros dispositivos de ancoragem, que possam ser executados em situações onde a utilização dos laços de ancoragem não é conveniente, técnica ou economicamente.
- Adaptação do modelo numérico desenvolvido, com relação aos diagramas tensão versus deformação do concreto e do aço, de forma que tais diagramas sejam construídos com base em resultados experimentais.
- Adaptação do diagrama momento *versus* curvatura gerado pelo modelo numérico, de forma que seja composto por quatro fases, ao invés de três. Dessa forma, o diagrama seria caracterizado pelos seguintes pontos: M_{cr} e ϕ_{cr} (momento e curvatura quando ocorre a fissuração do concreto), M_y e ϕ_y (momento e curvatura no início do escoamento do aço da armadura de flexão), M_{cu} e ϕ_{cu} (momento e curvatura quando

a deformação do concreto comprimido atinge a deformação correspondente à tensão máxima no concreto) e M_u e ϕ_u (momento e curvatura quando ocorre o esmagamento do concreto ou ruptura no PRF).

- Adequação do critério de ruptura utilizado no modelo numérico para as vigas reforçadas, de forma que ele considere a presença dos laços de ancoragem adicional, quando utilizados.
- Aplicação de laminados protendidos de PRFA e PRFV a estruturas de concreto armado, visando diversificar os sistemas de reforço, adequando-os a situações específicas.
- Verificar se os elevados níveis de tensão aplicados à viga VFC_PE_01, reforçada com dois laminados de 1,2mm de espessura, poderiam ser aplicados com mais sucesso a uma viga reforçada com a configuração de reforço da VFC_PE_02, que apresenta o mesmo nível de reforço das anteriores com quatro laminados de 0,6mm de espessura ao invés de dois laminados de espessura 1,2mm.
- Diminuição da carga mínima utilizada nos ensaios com carregamento cíclico para 30% da carga em que ocorre o escoamento do aço da armadura interna na viga de referência, de forma a simular mais apropriadamente a situação de estruturas reais previamente deterioradas, que foram posteriormente reforçadas e estariam submetidas a carregamentos cíclicos.
- Repetição dos ensaios de carregamento cíclico com variação dos diferenciais de tensão aplicados, de forma que possam ser construídas curvas do tipo S-N para vigas reforçadas com laminados de fibra de carbono protendidos, submetidas a carregamentos cíclicos.
- Implementação de um modelo numérico que represente de forma adequada o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com PRF quando submetidas a carregamentos cíclicos.

- Simulação do comportamento à fadiga de vigas de concreto armado reforçadas com PRF submetidas a carregamentos cíclicos através do Método dos Elementos Finitos (MEF).

A continuação dos estudos referentes a esse tema de pesquisa proporcionará um significativo avanço nessa área de estudo, contribuindo para a consolidação da técnica de reforço de estruturas de concreto armado pela colagem externa de PRF, e, para a área mais ampla de utilização de materiais compósitos, que se encontra em franca expansão.

Referências Bibliográficas

- [1] AKOVALI, G. **Polymers in construction**. Shawbury: Rapra Technology, 2005. 514p.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures: ACI 440.2R-02**. Farmington Hills, 2002. 45p.
- [3] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons: ACI 440.4R-04**. Farmington Hills, 2004. 35p.
- [4] ASKELAND, D. R. & PHULÉ, P. P. **The Science and Engineering of Materials**. United States of America: Thomson, 2003. 1003p.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland de alta resistência inicial: NBR 5733**. Rio de Janeiro, 1991.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: NBR 5738**. Rio de Janeiro, 1994.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739**. Rio de Janeiro, 1974.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2003.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais metálicos - Determinação das propriedades mecânicas à tração – Método de ensaio: NBR 6152**. Rio de Janeiro, 1992.

- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da composição granulométrica: NBR 7217**. Rio de Janeiro, 1987.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação: NBR 8522**. Rio de Janeiro, 2002.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da massa específica do agregado miúdo por meio do frasco Chapman: NBR 9776**. Rio de Janeiro, 1987.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados – Determinação da absorção e da massa específica do agregado graúdo: NBR 9937**. Rio de Janeiro, 1987.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NBR NM 67**. Rio de Janeiro, 1998.
- [15] AUDENAERT, K. Stress-rupture on FRP: state of the art. In: FIBRE-REINFORCED PLASTICS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 2001, London. **Anais...** London: FRPRCS, 2001. [CD-Rom]
- [16] BAKIS, C. E.; BANK, L. C. ; BROWN, V. L.; COSENZA, E.; DAVALOS, J. F. ; LESKO, J. J.; MACHIDA, A.; RIZKALLA, S. H.; TRIANTAFILLOU, T. C. Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review. **Journal of Composites for Construction**, maio, 2002. p. 73-87.
- [17] BARNES, R. A., MAYS, G. C. Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. **Journal of Composites for Construction**, maio, 1999. p. 63-72.
- [18] BEBER, A. J. **Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibras de carbono**. Porto Alegre: UFRGS, 1999. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.
- [19] BERNARDI, S. T., SILVA FILHO, L. C. P. Potencial de utilização da fibra de aramida no reforço de estruturas de concreto armado. In: VII CONGRESSO IBEROAMERICANO

DE LA CONSTRUCCIÓN, 2003, Mérida. **Anais...** Mérida: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE LA CONSTRUCCIÓN, 2003. [CD-Rom]

[20] BYARS, E. A., WALDRON, P., DEJKE, V., DEMIS, S. Durability of FRP in concrete deterioration mechanisms. In: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001, Hong Kong. **Anais...** Hong Kong: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001. [CD-Rom]

[21] BOGNER, B. R. & PRETZER, W. R. The influence of polyester resin properties on the stress corrosion resistance of glass fiber reinforced composites. **Polymers & Polymer Composites**, volume 12, número 6, 2004. p. 457-467.

[22] CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia de materiais: Uma Introdução**. Rio de Janeiro: LTC, 2002. 589p.

[23] CALLISTER, W. D. **Materials Science and Engineering - An Introduction**. United States of America: WILEY, 2004. 820p.

[24] CAMPAGNOLO, J. L., FILHO, A. C., FILHO, L. C. P. S. Análise teórico-experimental de vigas de concreto armado reforçadas. **EGATEA**. Porto Alegre, março/abril 1997. p 7-16.

[25] CHARKAS, H., RASHEEDH, A., MELHEM, H. Simplified Load-deflection calculation of FRP strengthened RC beams based on a rigorous approach. In: 15th ASCE ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE, 2002, New York. **Anais...** New York: 15th ASCE ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE, 2002. [CD-Rom]

[26] CHARKAS, H., RASHEEDH, A., MELHEM, H. Rigorous procedure for calculating deflections of Fiber-Reinforced Polymer-Strengthened reinforced concrete beams. **ACI Structural Journal**, julho/agosto, 2003. p. 529-539.

[27] CHEMGUIDE. **Rate constants and the Arrhenius equation**. www.chemguide.co.uk, acessado em setembro de 2006.

- [28] CHIN, J. W., MARTIN, J., NGUYEN, T. **Gap Analysis for Durability of Fiber Reinforced Polymer Composite in Civil Engineering**. CERF, 2001. Chapter 8 of the Report 40578 - Civil Engineering Research Foundation, 2001. p. 80-99.
- [29] DEURING, M. **Verstärken von Stahlbeton mit gestpannten Faserverbund-Werkstoffen**. Dübendorf: EMPA, 1993. 276p. Report 224 – Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and Research, 1993.
- [30] DU PONT, **What is kevlar®?** www.dupont.com , acessado em novembro de 2005.
- [31] EHSANI, M. R., SAADATMANESH, H. Behaviour of externally prestressed concrete girders. In: 1989 STRUCTURES CONGRESS, 1989, San Francisco. **Anais...** San Francisco: 1989 STRUCTURES CONGRESS, 2001. p. 218-222
- [32] EL-HACHA, R. M. A. **Prestressed CFRP for strengthening concrete beams at room and low temperatures**. Kingston: Queen’s University, 2000. 511p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Queen’s University, 2000.
- [33] EL-HACHA, R. , WIGHT, G., GREEN, M. F. Prestressed carbon fiber reinforced polymer sheets for strengthening concrete beams at room and low temperatures. **Journal of Composites for Construction**, janeiro/fevereiro, 2004. p. 3-13.
- [34] EL-MIHILMY, M. T., TEDESCO, J. W. Deflection of concrete beams strengthened with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) plates. **ACI Structural Journal**, setembro/outubro, 2000. p. 679-688.
- [35] EL-TAWIL, S., OGUNC, C., OKEIL, A., SHAHAWY, M. Static and fatigue analyses of RC beams strengthened with CFRP laminates. **Journal of Composites for Construction**, novembro, 2001. p. 258-267.
- [36] ERKI, M. A. & MEIER, U. Impact loading of concrete beams externally strengthened with CFRP laminates. **Journal of Composites for Construction**, novembro, 1999. p. 117-124.
- [37] EUROPEAN COMITEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures – General Requirements: EC2/EN -1992 1-1**. Brussels, 2004.

- [38] EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures – Fire Design: EC2/EN -1992 1-2.** Brussels, 2005.
- [39] EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Design of concrete structures – Concrete Bridges – Design and detailing rules: EC2/EN -1992 2-2.** Brussels, 2005.
- [40] EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity: EN 206-1.** Brussels, 2001.
- [41] EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature: EN 10002-1.** Brussels, 2001.
- [42] EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity: EN 206-1.** Brussels, 2001.
- [43] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **Design and Use of Externally Bonded FRP Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures.** Lausanne: FIB, 2001. Progress Report – Fédération Internationale du Béton, 2001.
- [44] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures - *Bulletin 14*.** Lausanne: FIB, 2001. Technical Report – Fédération Internationale du Béton, 2001.
- [45] FENG, P., YE, L., ZHAO, H., ZHUANG, J. Review and new proposals for performance indices of flexural members. In: THE EIGHTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON STRUCTURAL ENGINEERING FOR YOUNG EXPORTS, 2004, Xi'an. **Anais...** Xi'an: 8ISSEYE, 2004. [CD-Rom]
- [46] FISHER, K., BASSET, S. Cables, strands and rods keep tension high. **High-Performance Composites: Design and Manufacturing Solutions for Industry,** julho/agosto, 1997. p. 23-29.

- [47] GARCEZ, M. R. **Possibilidade de desenvolvimento da técnica de reforço de estruturas de concreto com compósitos poliméricos estruturados com fibras.** Porto Alegre: UFRGS, 2006. 145p. Exame de Qualificação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.
- [48] GARCEZ, M. R., MENEGHETTI, L. C., SILVA FILHO, L. C. P., CAMPAGNOLO, J. L. A comparative study of reinforced concrete beams strengthened with glass, carbon and aramid fibers. In: 10DBMC INTERNATIONAL CONFÉRENCE ON DURABILITY OF BUILDING MATERIALS AND COMPONENTS, 2005, Lyon. **Anais...** Lyon: 10DBMC, 2005. [CD-Rom]
- [49] GARCEZ, M. R., MENEGHETTI, L. C., CAETANO, L. F., CAMPAGNOLO, J. L., SILVA FILHO, L. C. P. Utilização de fibras de alto desempenho como reforço a flexão em vigas de concreto armado. In: CONGRESSO IBERO-AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 2005, Assunción. **Anais...** Assunción: VIII CONPAT, 2005. [CD-Rom]
- [50] GARDEN, H. N. & HOLLAWAY, L. C. An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates. **Composites Part B**, volume 29B, 1998. p. 411-424.
- [51] GARDEN, H. N., MAYS, G. C. **Strengthening of Reinforced Concrete Structures Using Externally bonded FRP Composites in Structural and Civil Structures.** Cambridge: CRC Press, 1999. 327p.
- [52] GRACE, N. F., RAGHEB, W. F., ABDEL-SAYED, G. Ductile FRP strengthening systems. **Concrete International**, janeiro, 2005. p. 31-36.
- [53] HANCOX, N. L. & MAYER, R. M. **Design Data for Reinforced Plastics.** London: Chapman & Hall, 1994. 326p.
- [54] HEARING, B. & BUYUKOZTURK, O. **Delamination in Reinforced Concrete Retrofitted with Fiber Reinforced Plastics.** Massachusetts: MIT, 2000. 287p. Report – Massachusetts Institute of Technology, 2000.

- [55] HOLLAWAY, L. **Polymer Composites for Civil and Structural Engineering**. Hong Kong: Blackie Academic and Professional, 1993. 253p.
- [56] HOLLAWAY, L. C. & HACKMAN, I. Strengths and limitations of fibre reinforced polymers in the civil infrastructure, material advances and the influences on present and future developments. In: THE SECOND INTERNATIONAL CONFERENCE ON FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2004, Adelaide. **Anais...** Adelaide: CICE, 2004. [CD-Rom]
- [57] INTELLIGENT SENSING FOR INNOVATIVE STRUCTURES. **ISIS Educational Modules about FRP**. Winnipeg: ISIS, 2003. ISIS Educational Modules 1 to 4– Intelligent Sensing For Innovative Structures, 2003.
- [58] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Plastics - Determination of tensile properties - Part 5: Test conditions for unidirectional fibre-reinforced plastic composites: ISO/FDIS 527-5**. Genève, 1997.
- [59] JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (JSCE) **Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous Fiber Sheets**. Tokyo, 2001. 88p.
- [60] JUSKA, T., DUTTA, P., CARLSON, L., WEITSMAN, J. **Gap Analysis for Durability of Fiber Reinforced Polymer Composite in Civil Engineering**. CERF, 2001. Chapter 5 of the Report 40578 - Civil Engineering Research Foundation, 2001. p. 40-51.
- [61] KARBHARI, V. M. Durability of FRP composites in civil infrastructure – myth or reality. In: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001, Hong Kong. **Anais...** Hong Kong: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001. [CD-Rom]
- [62] KARBHARI, V. M., CHIN, J. W., HUNSTON, D., BENMOKRANE, B., JUSKA, T., MORGAN, R., LESKO, J. J., SORATHIA, U., REYNAUD, D. Durability Gap Analysis for fiber-reinforced polymer composites in civil structure. **Journal of Composites for Construction**, agosto, 2003. p. 238-247.

- [63] KHENNANE, A. & MELCHERS, R. E. Durability of glass polymer composites subject to stress corrosion. **Journal of Composites for Construction**, maio, 2003. p. 109-117.
- [64] LEES, J. M. & BURGOYNE, C. J. Influence of bond on rotation capacity of concrete pre-tensioned with AFRP. In: ADVANCED COMPOSITE MATERIALS IN BRIDGES AND STRUCTURES, 1996, Montreal and Québec. **Anais...** Montreal e Québec: ACMBS, 1996. p. 901-908.
- [65] LEES, J. M. & BURGOYNE, C. J. Experimental study of influence of bond on flexural behavior of concrete beams pretensioned with aramid fiber reinforced plastics. **ACI structural Journal**, volume 96, número 3, maio/junho 1999. p. 377-385.
- [66] LESKO, J., REIFSNIDER, K., PHIFER, S., BAKIS, C., NANNI, A., HEIL, C. **Gap Analysis for Durability of Fiber Reinforced Polymer Composite in Civil Engineering**. CERF, 2001. Chapter 7 of the Report 40578 - Civil Engineering Research Foundation, 2001. p. 60-78.
- [67] LIMA, R. C. A., SILVA FILHO, L. C. P. Avaliação do desempenho de reforços estruturais com tecidos de fibra de carbono quando submetidos a elevadas temperaturas In: XXIX JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 2000, Montevideo. **Anais...** Montevideo: XXIX JSIE, 2000. [CD-Rom]
- [68] MACHADO, A. P. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono**. São Paulo: Pini, 2002. 282p.
- [69] MACHADO, A. P. **Fibras de Carbono: Manual prático de dimensionamento**. São Paulo: MBrace, 2006. 412p.
- [70] MAGID, B. A., LOPEZ-ANIDO, R., SMITH, G., TROFKA, S. Flexure creep properties of E-Glass reinforced polymers. **Composite Structures**, volume 62, 2003. p. 247-253.
- [71] MEHRABI, A. B., ELREMAILY, A. F., VANDERPOOL, D. R. Mechanical performance of thermoplastic fiber reinforced polymer rebars. In: PROCEEDINGS OF 9TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITE ENGINEERING, 2002, San Diego. **Anais...** San Diego: ICCE, 2002. [CD-Rom]

- [72] MEIER, H., CLENIN, R., BASLER, M. Bridge strengthening with advanced composite systems. In: COMPOSITE BRIDGE ALIANCE EUROPE, 2004, Dübendorf. **Anais...** Dübendorf: COBRAE, 2004. [CD-Rom]
- [73] MEIER, U. Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. **Construction and Building Materials**, volume 9, número 6, 1995. p. 341-351.
- [74] MEIER, U. Composite materials in bridge repair. **Applied Composite Materials**, volume 7, 2000. p. 75-94.
- [75] MEIER, U. Polyfunctional use of advanced composite materials with concrete. In: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2001, Vancouver. **Anais...** Vancouver: THIRD INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2001. [CD-Rom]
- [76] MEIER, U., STÖCKLIN, I., TERRASI, G. P. Making better use of the strength of advanced materials in structural engineering. In: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001, Hong Kong. **Anais...** Hong Kong: FRP COMPOSITES IN CIVIL ENGINEERING, 2001. [CD-Rom]
- [77] MEIER, U. The use of composites in public works. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITES IN ARCHITECTURE AND CIVIL ENGINEERING, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ARQUIMACON, 2002. [CD-Rom]
- [78] MEIER, U. Widening of the Bridge Deck of the Felsenau Viaduct with Two Breakdown Lanes. In: INTERNATIONAL WORKSHOP FOR INNOVATIVE BRIDGE DECK TECHNOLOGIES, 2005, Winnipeg. **Anais...** Winnipeg: IWIBDT, 2005. [CD-Rom]
- [79] MEIER, U. Design and rehabilitation of concrete structures using advanced composite materials. In: PRE CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE PATOLOGIA DA CONSTRUÇÃO, 2005, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: PRECONPAT, 2005. [CD-Rom]

- [80] MENEGHETTI, L. C. **Comportamento de ruptura de elementos de concreto armado reforçados com materiais compósitos**. Porto Alegre: UFRGS, 2006. 118p. Exame de Qualificação (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2006.
- [81] MONGE, C. A. 48 pilares. **Recuperar**, volume 7, número 38, 2000. p. 4-11.
- [82] MOSALLAM, A. S. Polymer Composites: Architectural and Civil Construction Materials for the 21th century. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON COMPOSITES IN ARCHITECTURE AND CIVIL ENGINEERING, 2002, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ARQUIMACON, 2002. [CD-Rom]
- [83] NANNI, A. North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues. **Construction and Building Materials**, volume 17, 2003. p. 439-446.
- [84] NOGUEIRA, C. L., MARLET, J. M. F., REZENDE, M. C. Processo de obtenção de pré-impregnados poliméricos termoplásticos via moldagem por compressão a quente. **Polímeros: ciência e Tecnologia**, julho/setembro 1999. p.18-27.
- [85] PPAKONSTANTINO, C. G., BALAGURU, P. N., PETROU, M. F. **Analysis of reinforced concrete beams strengthened with composites subjected to fatigue loading**. <http://www.umassa.edu/engineering/civil/cgp/fatigueanalysis.pdf>. Acessado em março de 2005.
- [86] POST-TENSIONING INSTITUTE. Disponível em <http://www.post-tensioning.org>. Acessado em 10 de março de 2004.
- [87] QUANTRYLL, R. J. & HOLLAWAY, L. C. The flexural rehabilitation of reinforced concrete beams by the use of prestressed advanced concrete plates. **Composites Science and Technology**, volume 58, 1998. p. 1259-1255.
- [88] RAZAQPUR, A. G., SVECOVÁ, D., CHEUNG, M. S. Rational method for calculating deflection of Fiber-Reinforced Polymer reinforced beams. **ACI Structural Journal**, janeiro/fevereiro, 2000. p. 175-184.

- [89] RENAUD, C. M., GREENWOOD, M. E. **Effect of Glass Fibers and Environments on Long-Term Durability of GFRP Composites**. Belgium: OC, 2005. 15p. Report – Owens Corning, 2005.
- [90] SÁNCHEZ, E. Notas sobre o reforço estrutural com chapas de fibras de carbono. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, janeiro/junho, 2001. p. 67-73.
- [91] SBRT - SERVIÇO BRASILEIROS DE RESPOSTAS TÉCNICAS. Disponível em <http://sbrt.ibict.br>. Acessado em 16 de fevereiro de 2006.
- [92] S&P CLEVER REINFORCEMENT COMPANY, **Design Guide Line for S&P FRF Systems**. Brunnen, 2006.
- [93] SOCIÉTÉ SUISSE DE INGÉNIEURS ET DES ARCHITETES. **Armatures collées: SIA 166**. Zurich, 2004.
- [94] SPAEDA, G, BENCARDINO, F., SWAMY, R. N. Optimizing the performance characteristics of beams strengthened with bonded CFRP laminates. **Materials and Structures**, 2000. p. 119-126.
- [95] STÖCKLIN, I., MEIER, U. Strengthening of concrete structures with prestressed and gradually anchored CFRP. In: SIXTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FRP REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES, 2003, Singapore. **Anais... FRPRCS-6**. 2003. [CD-Rom]
- [96] TAERWE, L.R. FRP developments and applications in Europe. **Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications**, 1993. p. 99-115.
- [97] TÄLJSTEN, B. **Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics**. Lulea: Lulea University, 1994. 190p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Lulea University, 1994.

- [98] TANN, D. B., DELPAK, R., ANDREOU, E. Ductility and deformability of fibre composites strengthened reinforced concrete beams. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCED POLYMER COMPOSITES FOR STRUCTURAL APPLICATIONS IN CONSTRUCTION, 2002, Southampton. **Anais...** Southampton: ACIC, 2002. p. 117-124.
- [99] TEIJIN. **What's aramid fiber?** www.teijin-aramid.com. Acessado em novembro de 2005.
- [100] TECHNOLOGY INFORMATION, FORECASTING & ASSESSMENT COUNCIL. **What's new?** www.tifac.org.in. Acessado em outubro de 2005.
- [101] TENG, J. G., CHEN, J. F., SMITH, S. T., LAM, L. **FRP Strengthened RC Structures**. Chichester: Wiley, 2002. 245p.
- [102] TENG, J. G., SMITH, S. T., YAO, J. e CHEN, J. F. Intermediate crack-induced in RC beams and slabs. **Construction and Building Materials**, volume 17, 2003, p 447 – 462.
- [103] TRIANTAFILLOU, T. C. & DESKOVIC, N. Innovative prestressing with FRP sheets: Mechanics of short-term behavior. **Journal of Engineering Mechanics**, volume 117, número 7, julho, 1991. p. 1652-1672.
- [104] TRIANTAFILLOU, T. C. & DESKOVIC, N. Presressed FRP sheets as external reinforcement of wood members. **Journal of Structural Engineering**, volume 118, número 5, maio, 1992. p. 1270-1284.
- [105] TRIANTAFILLOU, T. C., DESKOVIC, N., DEURING, M. Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets. **ACI structural Journal**, volume 89, número 3, maio/junho, 1992. p. 235-244.
- [106] TRIANTAFILLOU, T. C. & PLEVRIS, N. Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. **Materials and Structures**, volume 25, 1992. p. 201-211.
- [107] UNITED STATES PATENT. **Method and device for applying pretensed tension-proof reinforcing strips to a construction: US 6,464,811 B1**. Alexandria, 2002.

[108] UOMOTO, T. Durability considerations for FRP reinforcements. In: FIBRE-REINFORCED PLASTICS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES, 2001, London. **Anais...** London: FRPRCS, 2001. [CD-Rom]

[109] WALLENBERGER, F. T., WATSON, J. C., LI, H. **Glass fibers**. Ohio: ASM, 2005. 8p. Report – The materials Information Society, 2005.

[110] WIGHT, R. G., GREEN, M. F., ERKI, M. A. Prestressed FRP sheets for post-strengthening of reinforced concrete beams. **Journal of Composites for Construction**, novembro, 2001. p. 214-220.